



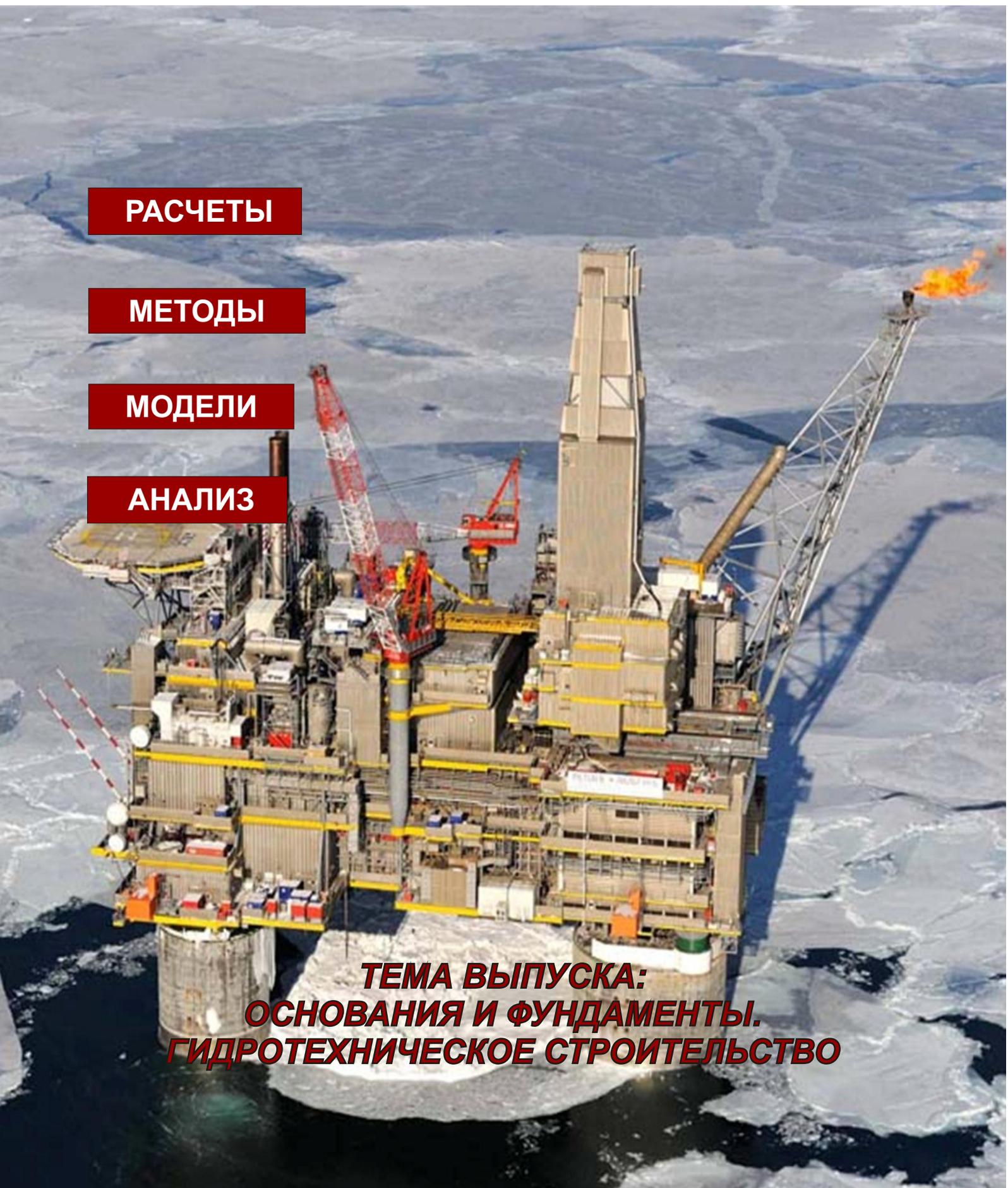
РАСЧЕТЫ

МЕТОДЫ

МОДЕЛИ

АНАЛИЗ

**ТЕМА ВЫПУСКА:
ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ.
ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО**



**Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет**



**Инженерно-строительный институт
Курсы повышения квалификации и профессиональной
переподготовки**

195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29,
тел/факс: 552-94-60, www.stroikursi.spbstu.ru,
stroikursi@mail.ru

**Приглашает специалистов организаций, вступающих в СРО,
на курсы повышения квалификации (72 часа)**

Код	Наименование программы	Виды работ*
Курсы по строительству		
БС-01-04	«Безопасность и качество выполнения общестроительных работ»	п.1,2, 3, 5, 6, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14
БС-01	«Безопасность и качество выполнения геодезических, подготовительных и земляных работ, устройства оснований и фундаментов»	1,2,3,5
БС-02	«Безопасность и качество возведения бетонных и железобетонных конструкций»	6,7
БС-03	«Безопасность и качество возведения металлических, каменных и деревянных конструкций»	9,10,11
БС-04	«Безопасность и качество выполнения фасадных работ, устройства кровель, защиты строительных конструкций, трубопроводов и оборудования»	12,13,14
БС-05	«Безопасность и качество устройства инженерных сетей и систем»	15,16,17,18,19
БС-06	«Безопасность и качество устройства электрических сетей и линий связи»	20,21
БС-08	«Безопасность и качество выполнения монтажных и пусконаладочных работ»	23,24
БС-12	«Безопасность и качество устройства мостов, эстакад и путепроводов»	29
БС-13	«Безопасность и качество выполнения гидротехнических, водолазных работ»	30
БС-14	«Безопасность и качество устройства промышленных печей и дымовых труб»	31
БС-15	«Осуществление строительного контроля»	32
БС-16	«Организация строительства, реконструкции и капитального ремонта. Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика»	33
Курсы по проектированию		
БП-01	«Разработка схемы планировочной организации земельного участка, архитектурных решений, мероприятий по обеспечению доступа маломобильных групп населения»	1,2,11
БП-02	«Разработка конструктивных и объемно-планировочных решений зданий и сооружений»	3
БП-03	«Проектирование внутренних сетей инженерно-технического обеспечения»	4
БП-04	«Проектирование наружных сетей инженерно-технического обеспечения»	5
БП-05	«Разработка технологических решений при проектировании зданий и сооружений»	6
БП-06	«Разработка специальных разделов проектной документации»	7
БП-07	«Разработка проектов организации строительства»	8
БП-08	«Проектные решения по охране окружающей среды»	9
БП-09	«Проектные решения по обеспечению пожарной безопасности»	10
БП-10	«Обследование строительных конструкций и грунтов основания зданий и сооружений»	12
БП-11	«Организация проектных работ. Выполнение функций генерального проектировщика»	13
Э-01	«Проведение энергетических обследований с целью повышения энергетической эффективности и энергосбережения»	
Курсы по инженерным изысканиям		
И-01	«Инженерно-геодезические изыскания в строительстве»	1
И-02	«Инженерно-геологические изыскания в строительстве»	2,5
И-03	«Инженерно-гидрометеорологические изыскания в строительстве»	3
И-04	«Инженерно-экологические изыскания в строительстве»	4
И-05	«Организация работ по инженерным изысканиям»	7

*(согласно приказам Минрегионразвития РФ N 624 от 30 декабря 2009 г.)

**По окончании курса слушателю выдается удостоверение о краткосрочном повышении
квалификации установленного образца (72 ак. часа)**

Для регистрации на курс необходимо выслать заявку на участие, и копию диплома об образовании по телефону/факсу: 8(812) 552-94-60, 535-79-92, , e-mail: stroikursi@mail.ru.

[Http://www.engstroy.spb.ru](http://www.engstroy.spb.ru) – полнотекстовая версия журнала в сети Интернет. Бесплатный доступ, обновление с каждым новым выпуском

Инженерно-строительный журнал

научно-прикладное издание

ISSN 2071-4726

Свидетельство о государственной регистрации: ПИ №ФС77-38070, выдано Роскомнадзором

Специализированный научный журнал. Выходит с 09.2008.

Включен в Перечень ведущих периодических изданий ВАК РФ

Периодичность: 8 раз в год

Учредитель и издатель:

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Адрес редакции:

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 227А

Главный редактор:

Вера Михайловна Якубсон

Научный редактор:

Николай Иванович Ватин

Литературный редактор:

Елена Викторовна Соболева

Редакционная коллегия:

д.т.н., проф. Н.В. Арефьев;
д.т.н., проф. М.И. Бальзаников;
к.т.н., проф. А.И. Боровков;
д.т.н., проф. Н.И. Ватин;
PhD, professor M. Вельжкович;
д.т.н., проф. А.Д. Гиргидов;
д.т.н., проф. Э.К. Завадскас;
д.т.н., проф. В.В. Лалин;
д.т.н., проф. Б.Е. Мельников;
д.т.н., проф. Г.В. Несветаев;
д.т.н., проф. Р.Б. Орлович;
Dr. Sc. Ing., professor
Л. Пакрастиньш;
Dr.-Ing. Habil., professor
Х. Пастернак;
д.т.н., проф. А.В. Перельмутер;
к.т.н. А.Н. Пономарев;
д.ф.-м.н., проф. М.Х. Стрелец;
д.т.н., проф. О.В. Тараканов;
Dr.-Ing., professor Д. Унгерман.

Установочный тираж 1000 экз.

Подписано в печать 27.06.14
Формат 60x84/8, усл. печ. л. 11.
Заказ №1373

Отпечатано в типографии СПбПУ.
СПб, ул. Политехническая, д. 29

Содержание**РАСЧЕТЫ**

- Султанов Л.У., Бережной Д.В., Карамов А.В. Расчет грунтовых массивов с учетом дилатансии на основе метода конечных элементов 3
- Соколова О.В. Подбор параметров грунтовых моделей в программном комплексе Plaxis 2D 10

МЕТОДЫ

- Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д., Закревский А.Ю. Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий 17
- Сольский С.В., Новицкая О.И., Кубетов С.В. Оценка эффективности дренажных и противодиффузионных устройств бетонных плотин на скальном основании (на примере Бурейской ГЭС) 28
- Баденко Н.В., Ваксова Е.И., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Никонова О.Г., Петрошенко М.В. Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий 39

АНАЛИЗ

- Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения 49
- Шхинек К.Н. Вибрация сооружений, вызванная действием морского льда 63

МОДЕЛИ

- Салганик Е.А., Шхинек К.Н. Вибрация шельфовых сооружений при действии льда 72

© ФГАОУ ВПО СПбПУ, 2014

На обложке: платформа «Пильтун-Астохская-Б», Охотское море.
© «Сахалин Энерджи Инвестмент Компани Лтд.»

Контакты:

Тел. +7(812)535-52-47 E-mail: engstroy@inbox.ru Web: [Http://www.engstroy.spb.ru](http://www.engstroy.spb.ru)

doi: 10.5862/MCE.48.1

Расчет грунтовых массивов с учетом дилатансии на основе метода конечных элементов

*К.ф.-м.н., доцент Л.У. Султанов;
к.ф.-м.н., доцент Д.В. Бережной;
аспирант А.В. Карамов,*

Казанский (Приволжский) федеральный университет

Аннотация. В работе представлена методика решения задач упругопластического деформирования грунтовых массивов. Грунтовая среда при деформировании подчиняется закону сухого трения. Используется неассоциированный закон течения, позволяющий включить в параметры грунта коэффициент дилатансии. Полные деформации представлены в виде суммы пластической и упругой частей. Определяющие соотношения упругого деформирования записаны в виде закона Гука.

Методика решения построена на базе вариационного уравнения принципа виртуальных перемещений. Алгоритм разделения пластических и упругих деформаций основан на итерационной процедуре типа «метод начальных напряжений».

В качестве примера приведен расчет осадки грунтовой насыпи, исследовалась сходимости реализованной методики. Отмечены некоторые особенности деформирования геоматериала при учете коэффициента дилатансии. Расчет проводился на основе конечно-элементной методики.

Ключевые слова: грунты; пластичность; дилатансия; МКЭ

Введение

Известно, что в зависимости от режимов и условий нагружения, а также свойств геоматериала развитие деформации может протекать в режимах дилатансии и уплотнения. Больших различий в особенностях поведения геологических сред на определенном интервале давлений не проявляется. В условиях сдвига прочность грунта сильно зависит от гидростатического давления, а сдвиговая деформация обычно сопровождается изменением объема. С ростом давления происходит увеличение эффективной прочности. В ходе сдвиговой деформации имеет место дилатансия – рассеянное накопление микротрещин с увеличением эффективного объема. Разрушение в основном протекает по межзерненным границам, а в полосах локализации заметно разрыхление среды. Различие в поведении плотных и пористых пород проявляется при давлениях, превышающих некоторую пороговую величину. Тогда с ростом давления эффективная прочность пористых пород начинает снижаться. Чем выше пористость, тем ниже этот порог. При таких давлениях в пористых средах начинается интенсивное разрушение зерен, скелета породы, в результате чего поровое пространство сокращается и возникает уплотнение, или контракция [1–6]. В этом случае могут формироваться не только полосы локализованного сдвига с уплотнением, но и зоны локализованного уплотнения, в которых сдвиговая составляющая мала.

В зоне локализации иногда можно выделить несколько слоев, различающихся по степени поврежденности и пористости. При одних условиях пористость и поврежденность среды растут от краев к центру полосы, при других в центральном слое наблюдается уплотнение, при котором пористость оказывается ниже, а в слоях по краям полосы локализации – выше, чем в окружающем материале [7]. Различие в поведении плотных и высокопористых сред при большом давлении проявляется также в ориентации полос локализации деформации. В плотных и высокопористых материалах при давлении ниже порогового полосы локализации образуют угол менее 45° к оси наибольшего сжатия. В высокопористых средах при больших давлениях этот угол превышает 45° [8].

При формулировке условий разрушения и построении поверхности предельного состояния обычно рассматривают процессы, характерные лишь для плотных или пористых материалов. Для плотных материалов используют коническую поверхность предельного состояния [9–11], а для пористых – замкнутую комбинированной или эллиптической формы [12–14].

Уплотнение среды обычно развивается с упрочнением среды. Для продолжения этого процесса необходимо увеличение давления, т. к. дробление зерен приводит к увеличению числа контактов, следовательно, к распределению и снижению действующей на них нагрузки. В соответствии с этим предельная поверхность расширяется, величина порогового давления растет.

Сдвиговая деформация с дилатансией до определенного предела также протекает с упрочнением. В ходе сдвига меняется сцепление, с которым в значительной мере связано упрочнение. Кроме того, увеличение эффективного объема, обусловленное дилатансией, приводит в стесненных условиях к увеличению давления, следовательно, согласно диаграмме предельной поверхности, к росту эффективной прочности. Возникает эффект дилатансионного упрочнения. Но существует некоторый порог, после которого дилатансия прекращается. Вероятно, это происходит, когда дилатансия и уплотнение компенсируют друг друга. Таким образом, существует взаимосвязь между пороговым давлением, величиной пористости, соответствующей текущему состоянию среды, и началом разупрочнения, и соответственно, началом интенсивного разрушения.

Принимая во внимание, что условия инициации и развития разрывов напрямую зависят от состояния среды и условий нагружения, представляет интерес рассмотреть возможность развития деформации в разных режимах, а также изучить возможность протекания деформации в смешанных и переходных режимах. Особенно важно это для областей повышенной пористости и трещиноватости среды, какими являются зоны разломов. Для этого необходимо записать соотношения модели, которые позволили бы учесть такие особенности деформирования.

Грунты практически в любом диапазоне прикладываемых нагрузок являются физически нелинейными средами. В литературе приводятся многочисленные математические модели, позволяющие описать процесс деформирования грунтов.

В настоящей работе рассмотрена задача об определении напряженно-деформированного и предельного состояний грунтовых откосов. Система разрешающих уравнений получена из принципа возможных перемещений. Используется модель, аналогичная модели идеально пластического тела. Алгоритм расчета основан на методе приращений начальных напряжений в рамках конечно-элементной дискретизации [15, 16, 17].

Постановка задачи. Алгоритм решения

Деформации в упругопластической среде представим в виде

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p,$$

где ε_{ij}^e – упругие, а ε_{ij}^p – пластические деформации. Подобные соотношения можно записать для компонент девиатора деформаций:

$$\varepsilon_{ij}^d = \varepsilon_{ij}^{de} + \varepsilon_{ij}^{dp}$$

и для объемной деформации:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p.$$

Предполагается независимость определяющих соотношений для девиаторов напряжений и деформаций и для первых инвариантов тензоров напряжений σ (среднее напряжение) и деформаций ε_v . Тогда для изотропного грунта для упругих деформаций определяющие соотношения можно записать в виде

$$\varepsilon_v^e = \sigma / (3K), \quad \varepsilon_{ij}^{de} = \sigma'_{ij} / (2G), \quad (1)$$

где G – модуль сдвига грунта; K – модуль всестороннего растяжения-сжатия.

Считается, что пластические деформации в грунтах порождаются микроскольжениями и микротрещинами внутри их поликристаллической или гранулированной структуры [10]. Условие предельного состояния представляется в форме Мизеса – Боткина

$$\tau_i = c_{oct}^* - \sigma tg \varphi_{oct}^*, \quad (2)$$

где $\tau_i = \sqrt{\sigma'_{mn} \sigma'_{nm} / 2}$ – интенсивность касательных напряжений; c_{oct}^* – предельное сопротивление чистому сдвигу; φ_{oct}^* – угол внутреннего трения на октаэдрических площадках. Эти параметры грунта определяются через коэффициент сцепления c и угол внутреннего трения φ по следующим соотношениям [17, 18]:

$$\operatorname{tg} \varphi_{oct}^* = \frac{2\sqrt{3} \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}, \quad c_{oct}^* = \frac{2\sqrt{3} c \cos \varphi}{3 - \sin \varphi}.$$

При выполнении условия (2) происходит необратимое (пластическое) деформирование геоматериала.

Если в качестве специальной характеристики прочности, определяющей несущую способность грунта, ввести коэффициент (скорость) дилатансии Λ , который характеризует разрыхление или уплотнение грунта при девиаторном нагружении, то соотношения для скоростей пластических деформаций примут следующий вид [7, 10]:

$$\dot{\varepsilon}_V^p = 2\Lambda(c_{oct}^* - \sigma \operatorname{tg} \varphi_{oct}^*) \dot{\lambda},$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \dot{\sigma}'_{ij},$$

где параметр $\dot{\lambda}$ определяется в виде:

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{2} \frac{\sigma'_{ij} \dot{\varepsilon}'_{ij} / \tau_i + (K/G) \dot{\varepsilon}_V \operatorname{tg} \varphi_{oct}^*}{\tau_i + (c_{oct}^* - \sigma \operatorname{tg} \varphi_{oct}^*) \Lambda (K/G) \operatorname{tg} \varphi_{oct}^*}.$$

Исходная система уравнений, включающая в себя все описанные выше модели, представляет собой вариационное уравнение принципа виртуальных перемещений в виде:

$$\sum_k \iiint_{V_k} \{\sigma\}^T \{\delta\varepsilon\} dV_k = \sum_k \iiint_{V_k} \{Q\}^T \{\delta u\} dV_k + \sum_k \iint_{S_k} \{P\}^T \{\delta u\} dS_k, \quad (3)$$

где $\{\sigma\}$, $\{\varepsilon\}$ – векторы напряжений и деформаций на k -м конечном фрагменте грунта; $\{Q\}$, $\{P\}$ – векторы объемной и поверхностной нагрузок.

Используется итерационная процедура типа «метод начальных напряжений», которая представляет собой следующую последовательность действий [17, 19, 20, 21, 22]. Подставляя закон Гука (1) в (3), получим разрешающее уравнение, решение которого дает первое приближение. В этом случае разрешающее уравнение линейно и записывается в виде:

$$\sum_k \iiint_{V_k} \{\varepsilon^{(1)}\}^T [D] \{\delta\varepsilon\} dV_k = \sum_k \iiint_{V_k} \{Q\}^T \{\delta u\} dV_k + \sum_k \iint_{S_k} \{P\}^T \{\delta u\} dS_k.$$

Последующие шаги итераций основаны на линейных уравнениях для приращений деформаций:

$$\sum_k \iiint_{V_k} \{\Delta\varepsilon^{(k+1)}\}^T [D] \{\delta\varepsilon\} dV_k = \sum_k \iiint_{V_k} \{\sigma_H^{(k)}\}^T \{\delta\varepsilon\} dV_k, \quad (4)$$

решение которых дает:

$$\{u^{(k+1)}\} = \{u^{(k)}\} + \{\Delta u^{(k+1)}\}, \quad \{\varepsilon^{(k+1)}\} = \{\varepsilon^{(k)}\} + \{\Delta\varepsilon^{(k+1)}\}, \quad \{\Delta\sigma^{(k+1)}\} = [D] \{\Delta\varepsilon^{(k+1)}\}. \quad (5)$$

Для анализа возможного предельного состояния и определения истинных и начальных напряжений находятся пробные напряжения, такие как:

$$\{\sigma^{(k+1)}\} = \{\sigma_T^{(k)}\} + \{\Delta\sigma^{(k+1)}\}, \quad (6)$$

где $\{\sigma_T^{(k)}\}$ – истинные напряжения, соответствующие теории Мизеса – Боткина. Для их вычисления по напряжениям (6) строится упругопластическая матрица и определяются:

$$\{\sigma_T^{(k+1)}\} = \{\sigma_T^{(k)}\} + [D_{ep}^{(k+1)}] \{\Delta\varepsilon^{(k+1)}\}. \quad (7)$$

В правой части уравнения (4) фигурируют так называемые начальные напряжения, которые вводятся как разности пробных (6) и истинных (7) напряжений [17, 23, 24]:

$$\{\Delta\sigma_T^{(k+1)}\} = \{\sigma^{(k)}\} - \{\sigma_T^{(k+1)}\}.$$

Используя четырехузловой конечный элемент сплошной среды, работающий в условиях плоской деформации, и аппроксимируя основные уравнения и соотношения, получим систему линейных алгебраических уравнений.

Численная реализация

Был проведен расчет грунтовой насыпи (рис. 1).

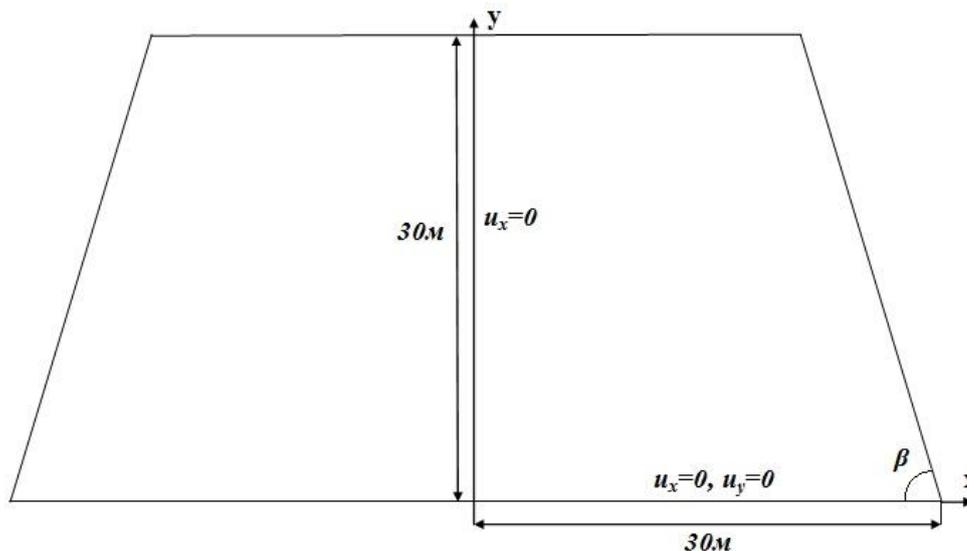


Рисунок 1. Грунтовая насыпь

Исходя из условий симметрии моделировалась половина насыпи. Расчетная область покрывалась равномерной сеткой конечных элементов, число элементов по границам было одинаковым. Предполагалось, что насыпь слагается из двух видов песка с механическими характеристиками (при коэффициенте пористости $e = 0,45$), приведенными в таблице 1.

Нижняя граница насыпи закреплялась ($u_x = 0$, $u_y = 0$), на левой границе реализовывались условия симметрии ($u_x = 0$).

Таблица 1. Механические характеристики грунта

Тип грунта	Плотность скелета грунта ρ [кг/м ³]	Модуль Юнга E [МПа]	Коэффициент Пуассона μ	Сцепление c [КПа]	Угол внутр. трения φ [град]	Угол дилатансии ψ [град]
Песок гравелистый	1830	50	0.3	2	40	10
Песок пылеватый	1825	39	0.3	8	36	6

Расчетная область нагружалась собственным весом (число шагов по нагрузке было выбрано равным 100), информация о координатах была подготовлена в расчете на откос высотой в 30 м, предельная высота определялась умножением начальной высоты на достигнутое число шагов по нагрузке (в процентном соотношении).

Для насыпи из гравелистого песка и угла $\beta = 78,69^\circ$ (с учетом и без учета дилатансии) исследовалась сходимости конечно-элементного решения. На рисунке 2 приведены зависимости величины максимального вертикального смещения расчетной области от числа элементов по границе. Нагрузка, соответствующая потере устойчивости грунтового откоса, для расчета с учетом дилатансии оказывается в 4 раза больше, чем без ее учета (поэтому перемещения находятся в подобном соотношении). Если нагрузку брать одинаковую, то прогибы будут сопоставимы. Например, при разбиении границы на 100 элементов получены следующие прогибы: 0,027225 (без учета дилатансии) и 0,029381 (с учетом дилатансии).

Султанов Л.У., Бережной Д.В., Карамов А.В. Расчет грунтовых массивов с учетом дилатансии на основе метода конечных элементов

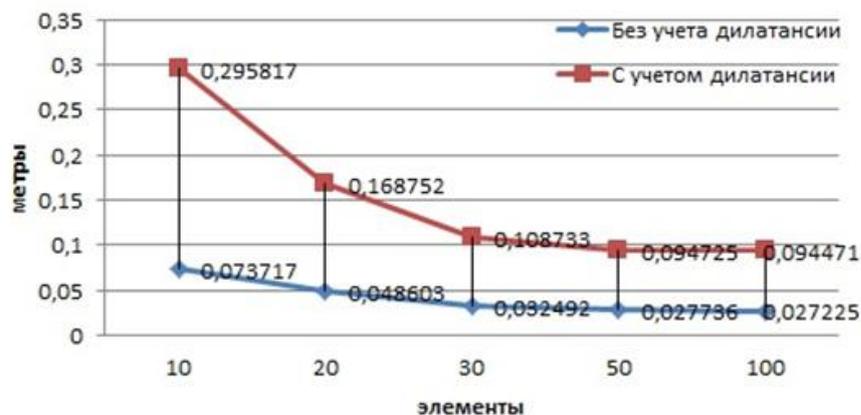


Рисунок 2. Зависимости величины максимального вертикального смещения расчетной области от числа элементов по границе

На рисунке 3 приведены распределения интенсивности пластических деформаций для насыпей из гравелистого песка для различных углов откоса с учетом и без учета дилатансии в момент, предшествующий переходу в предельное состояние.

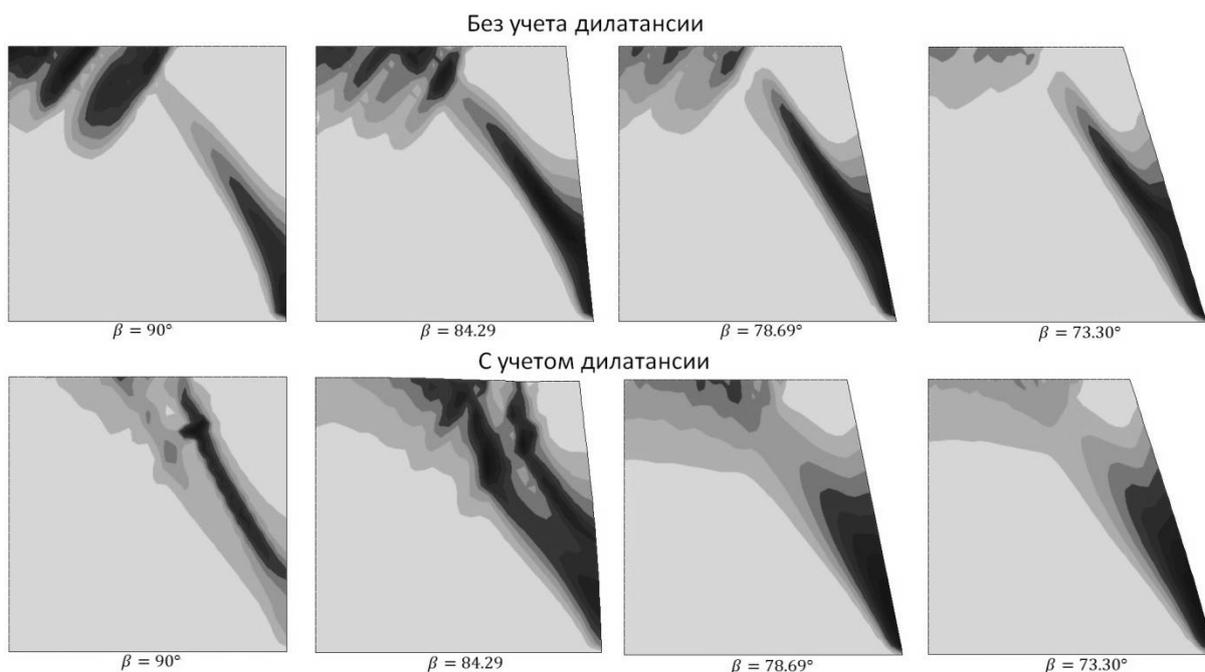


Рисунок 3. Распределения интенсивности пластических деформаций для насыпей из гравелистого песка для различных углов откоса

На рисунке 4 приведены распределения интенсивности пластических деформаций для модельной задачи, когда насыпь моделировалась пылеватым песком, но варьировался угол внутреннего трения, предшествующий переходу в предельное состояние. При расчетах с учетом дилатансии принималось, что угол дилатансии на 30° меньше угла внутреннего трения.

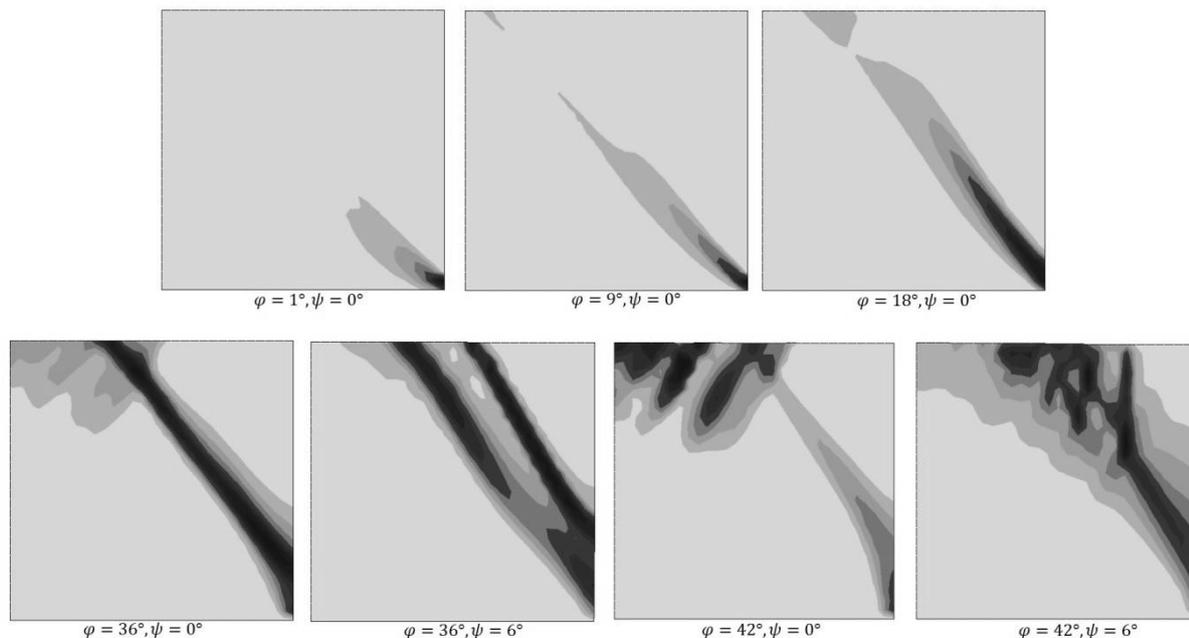


Рисунок 4. Распределения интенсивности пластических деформаций для модельной задачи

Заключение

Можно отметить, что учет дилатансии замедляет переход насыпи в предельное состояние, при этом образуется вторая полоса скольжения. Угол наклона полосы скольжения примерно равен величине $0,5(\beta + \varphi)$. Реализованная методика позволяет моделировать поведение грунта, подчиняющегося закону сухого трения, с учетом и без учета дилатансии в зоне оснований мостов, путепроводов, фундаментов, а также проводить расчет устойчивости грунтовых откосов и насыпей.

Работа выполнена при частичной финансовой поддержке РФФИ в рамках научных проектов № 12-01-00955, № 12-01-97026, № 13-01-97059, № 13-01-97058.

Литература

1. Cuss R.J., Rutter E.H., Holloway R.F. The application of critical state soil mechanics to the mechanical behaviour of porous sandstones // International Journal of Rock Mechanics and Mining Science. 2003. Vol. 40. No. 6. Pp. 847–862.
2. Schultz R.A., Siddharthan R. A general framework for the occurrence and faulting of deformation bands in porous granular rocks // Tectonophysics. 2005. Vol. 411. No. 1–4. Pp. 1–18.
3. Fossen H., Schultz R. A., Shipton Z. K., Mair K. Deformation bands in sandstone: A review // Journal of Geological Society. 2007. Vol. 164. No. 4. Pp. 755–769.
4. Schubnel A., Fortin J., Burlini L., Gueguen Y. Damage and Recovery of Calcite Rocks Deformed in the Cataclastic Regime // High-Strain Zones: Structure and Physical Properties (No. 245). Ed. by D. Bruhn, L. Burlini. London: Geological Society of London, 2005. Pp. 203–222.
5. Zhu W., Wong T. The transition from brittle faulting to cataclastic flow. Permeability evolution // Journal of Geophysical Research B: Solid Earth. 1997. Vol. 102. No. 2. Pp. 3027–3041.
6. Стефанов Ю.П. Режимы дилатансии и уплотнения развития деформации в зонах локализованного сдвига // Физическая мезомеханика. 2010. Т. 13. № Спецвыпуск. С. 44–52.
7. Bied A.El, Sulema J., Martineau F. Microstructure of shear zones in Fontainebleau sandstone // International Journal of Rock Mechanics And Mining Sciences. 2002. Vol. 39. No. 7. Pp. 917–932.
8. Issen K.A., Rudnicki J.W. Conditions for compaction bands in porous rock // Journal of Geophysical Research B: Solid Earth. 2000. Vol. 105. No. 9. Pp. 21529–21536.

Султанов Л.У., Бережной Д.В., Карамов А.В. Расчет грунтовых массивов с учетом дилатансии на основе метода конечных элементов

9. Друкер Д., Прагер В. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование // Механика. Новое в зарубежной науке. Вып. 2. Определяющие законы механики грунтов. М.: Мир, 1975. С. 166–177.
10. Николаевский В.Н. Определяющие уравнения пластического деформирования сыпучей среды // Прикладная математика и механика. 1971. Т. 35. №6. С. 1017–1029.
11. Гарагаш И.А., Николаевский В.Н. Неассоциированные законы течения и локализации пластической деформации // Успехи механики. 1989. Т. 12. №1. С. 131–183.
12. Rudnicki J. W. Shear and compaction band formation on an elliptic yield cap // Journal of Geophysical Research. 2004. Vol. 109. B03402. doi:10.1029/2003JB002633.
13. Grueschow E., Rudnicki J.W. Elliptic yield cap constitutive modeling for high porosity sandstone // International Journal of Solid and Structures. 2005. Vol. 42. Pp. 4574–4587.
14. DiMaggio F.L, Sandler I.S. Material models for granular soils // Journal of Engineering Mechanics. ASCE. 1971. Vol. 97. No. EM3. Pp. 935–950.
15. Бережной Д.В., Голованов А.И., Костерин А.В., Малкин С.А. Процесс деформирования пористой матрицы сложной физической природы с учетом двухфазной фильтрации и температурного воздействия // Учен. зап. Казан. ун-та. Сер. Физ.-матем. науки. 2005. Т. 147. Кн. 3. С. 49–56.
16. Бережной Д.В., Голованов А.И., Паймушин В.Н., Пискунов А.А. Расчет напряженно-деформированного и предельного состояний железобетонных конструкций, взаимодействующих с грунтовым основанием // Проблемы прочности и пластичности. Вып.63. Н. Новгород. 2001. С. 170–179.
17. Бережной Д.В., Паймушин В.Н. О двух постановках упругопластических задач и теоретическое определение места образования шейки в образцах при растяжении // Прикладная математика и механика. 2011. Т. 75. Вып. 4. С. 635–659.
18. Султанов Л.У., Бережной Д.В. Математическое моделирование несущей способности грунтовых насыпей // Вестник КГТУ им. А.Н. Туполева. 2013. №1. С. 117–124.
19. Голованов А.И., Султанов Л.У. Теоретические основы вычислительной нелинейной механики деформируемых сред. Казань: Изд-во Казанск. гос. ун-та, 2008. 165 с.
20. Бережной Д.В., Паймушин В.Н.. Математическое моделирование этапов строительства сложных сооружений по трансформирующимся расчетным схемам // Научные технологии. № 8–9. 2005. Т. 6. С. 59–64.
21. Бережной Д.В., Кузнецова И.С., Саченков А.А. Моделирование пластического деформирования многослойного грунта в зоне опоры многопролетного моста // Учен. зап. Казан. ун-та. Сер. Физ.-матем. науки. 2010. Т. 152. Кн. 1. С. 116–125.
22. Голованов А.И., Султанов Л.У. Численное исследование больших упругопластических деформаций трехмерных тел // Прикладная механика. Киев. 2005. Т. 41. №6. С. 36–43.
23. Голованов А.И., Султанов Л.У. Исследование закритического упругопластического состояния трехмерных тел с учетом конечных деформаций // Известия вузов. Авиационная техника. 2008. №4. С. 13–16.
24. Давыдов Р.Л., Султанов Л.У. Численный алгоритм решения задачи о больших упругопластических деформациях МКЭ // Вестник ПНИПУ. Механика. 2013. №1. С. 81–93.
25. Голованов А.И., Коноплев Ю.Г., Кузнецов С.А., Султанов Л.У. Численное моделирование больших деформаций неупругих трехмерных тел // Научные технологии. 2004. №4. Т. 5. С. 52–60.

Ленар Усманович Султанов, г. Казань, Республика Татарстан, Россия

Тел. раб.: +7(843)2337185; эл. почта: ls561@mail.ru

Дмитрий Валерьевич Бережной, г. Казань, Республика Татарстан, Россия

Тел. раб.: +7(843)2337185; эл. почта: Bereznoi.Dmitri@mail.ru

Андрей Васильевич Карамов, г. Казань, Республика Татарстан, Россия

Тел. моб.: +7(905)0251054; эл. почта: akaramovvnedry@mail.ru

© Султанов Л.У., Бережной Д.В., Карамов А.В., 2014

doi: 10.5862/MCE.48.2

Подбор параметров грунтовых моделей в программном комплексе Plaxis 2D

*Магистрант О.В. Соколова,**Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

Аннотация. Для решения сложных геотехнических задач все чаще применяются программные комплексы на основе метода конечных элементов. Применение таких комплексов требует особого внимания к моделям грунтового основания и назначения параметров.

Рассмотрена проблема выбора модели грунтового основания при расчете осадки в тестовой задаче применительно к сложным инженерно-геологическим условиям Санкт-Петербурга. Проводилось сравнение полученных осадок в моделях Linear Elastic, Мора – Кулона, упругопластической с упрочнением Hardening Soil и упругопластической с упрочнением при малых деформациях Hardening Small Soil.

В статье представлены результаты калибровки параметров для модели основания по данным компрессионных испытаний грунта. Подтверждена необходимость проведения предварительных прикидочных расчетов для оценки корректности работы грунтовой модели при выполнении геотехнических расчетов.

Ключевые слова: численное моделирование; калибровка; параметры модели; модель Мора – Кулона; упругопластическая модель с упрочнением

Введение

В настоящее время при строительстве в условиях сложившейся исторической застройки особо важной задачей является минимизация влияния на здания, находящиеся в непосредственной близости к строительной площадке. Поскольку наибольшее воздействие происходит на этапе «нулевого цикла», особенно важно ограничивать перемещения ограждающих конструкций котлована и осадку фундаментов существующих зданий. Для решения сложных геотехнических проблем в современных условиях широко применяются программные комплексы, реализующие на конечно-элементной основе возможности моделирования задач, не имеющих точного аналитического или приближенного инженерного решений [1].

При этом важным вопросом для проектировщиков при проведении геотехнических расчетов является корректный выбор расчетной модели грунта, а также ее параметров для получения картины напряженно-деформированного состояния (НДС) основания. Перед инженером встает вопрос: использовать простую модель с известными параметрами или применять более сложную модель, но с рядом параметров, требующих дополнительного определения.

Наиболее часто для проведения геотехнических расчетов используется упругоидеальнопластическая грунтовая модель Мора – Кулона, которая определяется четырьмя расчетными параметрами, всегда имеющимися в инженерно-геологических отчетах: модулем общей деформации E , коэффициентом Пуассона ν , сцеплением c и углом трения φ [2, 3].

Однако использование данной модели для решения задач отрывки котлована некорректно, так как модуль общей деформации E не соответствует реальной работе грунта на стадии разгрузки. Из всех моделей, позволяющих учесть разгрузку грунта, наиболее широко известна упругопластическая грунтовая модель с упрочнением Hardening Soil (HS), реализованная в том числе и в программном комплексе Plaxis. Сложность использования данной модели заключается в задании дополнительных параметров жесткости, не указанных в стандартной таблице нормативных характеристик грунтов в составе инженерно-геологических отчетов. Модель HS рассматривает отдельно модуль деформации грунта при девиаторном нагружении (E_{50}^{ref}), модуль деформации при сжатии (E_{oed}^{ref}), а также модуль разгрузки и повторного нагружения грунта (E_{ur}^{ref}). Для получения указанных параметров необходимо проведение трехосных испытаний. В действительности чаще всего проектировщик имеет результаты стабилметрических испытаний только для нескольких грунтов из всего разреза, залегающих, как правило, на глубине больше 20 м. Остальные характеристики задаются исходя из рекомендаций разработчиков Plaxis [4–6]:

$$E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref} \quad (1)$$

$$E_{ur}^{ref} \approx 3 \cdot E_{50}^{ref}$$

Вопросом сравнения результатов при использовании разных грунтовых моделей, в том числе HS, занимались многие инженеры-геотехники [7–14]. Однако в подавляющем большинстве российские исследователи ограничиваются сравнением двух моделей на основе имеющихся стабиллометрических испытаний и не приводят результаты по подбору параметров для наиболее точного моделирования НДС основания, согласующегося с результатами натуральных испытаний. Более серьезным изучением выбора модели грунта и ее параметров для численного моделирования занимались А.И. Голубев, А.В. Селецкий, Л.А. Строкова и другие ученые, сделавшие серьезный вклад в развитие данной темы [15–17]. Зарубежными исследователями проводилось сравнение расчетов, выполненных в нескольких грунтовых моделях, с результатами полевых испытаний [18–21]. При этом проводились как калибровка работы модели путем решения обратной задачи и выработка алгоритма решения задачи [22, 23], так и подбор параметров на основе так называемого наследственного алгоритма оптимизации [24, 25]. В частности, результаты подбора параметров показали важность учета истории нагружения грунта [26]. Большинство работ наглядно демонстрирует преимущества усовершенствованных моделей грунта перед обычными – упругой и Мора – Кулона. Необходимо отметить, что особый интерес представляют зарубежные исследования в приложении к специфическим условиям Санкт-Петербурга и моделированию работы слабых пылевато-глинистых грунтов [15–25].

Исходные данные

В настоящей статье представлены результаты подбора параметров для моделей грунтов и сравнения результатов расчетов, проведенных для тестовой задачи, выполненной в программном комплексе Plaxis 2D. Задача выполнялась в плоской постановке. Данные по инженерно-геологическим элементам были взяты по конкретной площадке и являются характерными для центральной части Санкт-Петербурга (табл. 1).

Для оценки корректности заданных параметров грунтов произведен комплекс тестовых расчетов. В тестовой задаче был смоделирован однородный грунтовый массив размером 10x10 м, для которого поочередно назначались характеристики каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ) из выбранного геологического разреза, характерного для центральной части Санкт-Петербурга. Особое внимание уделялось пылевато-глинистым грунтам с низкими прочностными и жесткостными характеристиками. После первой фазы моделирования природных напряжений грунта на поверхности массива задавался фундамент с приложенной нагрузкой. Величина задаваемой нагрузки на грунтовый массив соответствовала давлению по подошве 100 кПа (рис. 1).

Первоначальный расчет данной задачи проводился с использованием трех моделей грунта:

- линейно-упругой модели (Linear Elastic – LE);
- модели Мора – Кулона (MC);
- упругопластической модели с упрочнением грунта (HS).

После проведения первых расчетов были не только откорректированы параметры задания трех исходных грунтовых моделей, но также добавлен расчет с использованием модели упрочняющегося грунта при малых деформациях – Hardening Small Soil (HSS).

Таблица 1. Основные характеристики грунтов и дополнительные параметры для моделей HS и HSS

Наименование грунта	Основные характеристики грунтов	Дополнительные параметры для модели HS	Дополнительные параметры для модели HSS
ИГЭ 4 супеси пылеватые серые с растительными остатками, с прослоями песка, текучие	$\gamma = 18.8 \frac{кН}{м^3}$ $\nu = 0.35$ $c = 7 кПа$ $\varphi = 21^\circ$ $E = 5400 кПа$	$E_{50}^{ref} = 5400 кПа$ $E_{oed}^{ref} = 5400 кПа$ $E_{oed}^{ref} = 8677 кПа$ $E_{ur}^{ref} = 16200 кПа$ $K_o = 0.642$	$G = 74644 кПа$ $\gamma_{0.7} = 0.34 \cdot 10^{-3}$

Наименование грунта	Основные характеристики грунтов	Дополнительные параметры для модели HS	Дополнительные параметры для модели HSS
ИГЭ 8 суглинки пылеватые серые неясно слоистые с растительными остатками текучие	$\gamma = 18.9 \frac{\kappa\text{H}}{\text{M}^3}$ $\nu = 0.35$ $c = 4 \text{кПа}$ $\varphi = 17^\circ$ $E = 5000 \text{кПа}$	$E_{50}^{\text{ref}} = 5000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 5000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 3940 \text{кПа}$ $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 15000 \text{кПа}$ $K_o = 0.708$	$G = 75203 \text{кПа}$ $\gamma_{0.7} = 0.376 \cdot 10^{-3}$
ИГЭ 10 суглинки легкие пылеватые серые слоистые текучепластичные	$\gamma = 19.7 \frac{\kappa\text{H}}{\text{M}^3}$ $\nu = 0.35$ $c = 13 \text{кПа}$ $\varphi = 18^\circ$ $E = 6000 \text{кПа}$	$E_{50}^{\text{ref}} = 6000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 6000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 5776 \text{кПа}$ $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 18000 \text{кПа}$ $K_o = 0.691$	$G = 91173 \text{кПа}$ $\gamma_{0.7} = 0.291 \cdot 10^{-3}$
ИГЭ 11 супеси пылеватые серые с гравием, галькой, с прослоями суглинка пластичные	$\gamma = 21.4 \frac{\kappa\text{H}}{\text{M}^3}$ $\nu = 0.35$ $c = 20 \text{кПа}$ $\varphi = 21^\circ$ $E = 12000 \text{кПа}$	$E_{50}^{\text{ref}} = 12000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 12000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 10478 \text{кПа}$ $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 36000 \text{кПа}$ $K_o = 0.642$	$G = 136620 \text{кПа}$ $\gamma_{0.7} = 0.248 \cdot 10^{-3}$
ИГЭ 11а супеси пылеватые серые с гравием, валунами с прослоями суглинка твердые	$\gamma = 21.8 \frac{\kappa\text{H}}{\text{M}^3}$ $\nu = 0.35$ $c = 21 \text{кПа}$ $\varphi = 30^\circ$ $E = 16000 \text{кПа}$	$E_{50}^{\text{ref}} = 16000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 16000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 12544$ $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 48000 \text{кПа}$ $K_o = 0.5$	$G = 149326 \text{кПа}$ $\gamma_{0.7} = 0.258 \cdot 10^{-3}$
ИГЭ 13 суглинки пылеватые серовато-коричневые с растительными остатками тугопластичные	$\gamma = 21.6 \frac{\kappa\text{H}}{\text{M}^3}$ $\nu = 0.35$ $c = 22 \text{кПа}$ $\varphi = 21^\circ$ $E = 7000 \text{кПа}$	$E_{50}^{\text{ref}} = 7000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 7000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 5966 \text{кПа}$ $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 21000 \text{кПа}$ $K_o = 0.642$	$G = 144098 \text{кПа}$ $\gamma_{0.7} = 0.242 \cdot 10^{-3}$
ИГЭ 14 суглинки легкие пылеватые коричневатосерые слоистые мягкопластичные	$\gamma = 19.4 \frac{\kappa\text{H}}{\text{M}^3}$ $\nu = 0.35$ $c = 6 \text{кПа}$ $\varphi = 8^\circ$ $E = 5000 \text{кПа}$	$E_{50}^{\text{ref}} = 5000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 5000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 4453 \text{кПа}$ $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 15000 \text{кПа}$ $K_o = 0.861$	$G = 83074 \text{кПа}$ $\gamma_{0.7} = 0.165 \cdot 10^{-3}$
ИГЭ 15 глины пылеватые голубовато-зеленые дислоцированные с обломками песчаника твердые	$\gamma = 21.2 \frac{\kappa\text{H}}{\text{M}^3}$ $\nu = 0.4$ $c = 177 \text{кПа}$ $\varphi = 27^\circ$ $E = 18000 \text{кПа}$	$E_{50}^{\text{ref}} = 18000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 18000 \text{кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 10731 \text{кПа}$ $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 54000 \text{кПа}$ $K_o = 0.546$	$G = 128411 \text{кПа}$ $\gamma_{0.7} = 0.716 \cdot 10^{-3}$

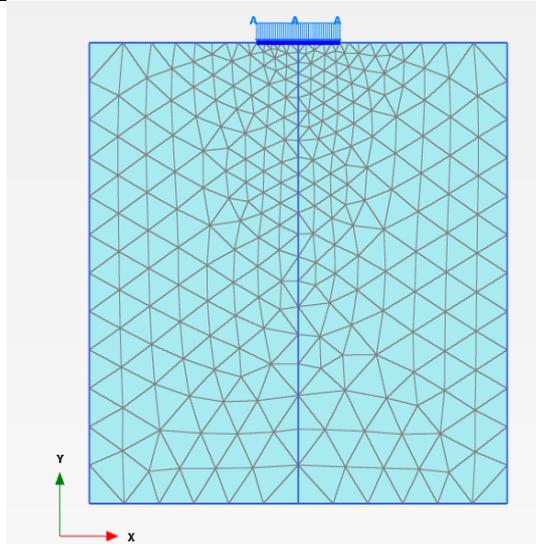


Рисунок 1. Конечно-элементная модель для тестовой задачи

Соколова О.В. Подбор параметров грунтовых моделей в программном комплексе Plaxis 2D

Моделирование тестовой задачи в моделях LE, MC и HS

В качестве критерия для определения корректной работы грунтовой модели и назначенных характеристик грунтов осадка, полученная в результате расчета тестовой задачи, сравнивалась с осадкой, посчитанной в соответствии с п. 5.6.31 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений».

Было установлено, что для слабых грунтов осадка при давлении в 100 кПа совпадает с рассчитанными по СП значениями только для линейно-упругой модели. Для остальных моделей превышение осадки составляло от 30 до 50 % – для модели Мора – Кулона, от 100 до 170 % – для модели HS. Для отдельных грунтов в моделях с пластическими деформациями после приложения части нагрузки происходило разрушение грунта. Только для грунтов, находящихся в нижней части геологического разреза и имеющих более высокие прочностные характеристики по сравнению с другими грунтами (ИГЭ 10, 11, 11а, 13, 15), наблюдалась близкая корреляция осадок во всех моделях, кроме осадки в Hardening Soil.

Результаты тестовой задачи представлены в таблице 2.

Таблица 2. Осадка фундамента шириной 2 м в грунтовых моделях, реализованных в программном комплексе Plaxis, при давлении по подошве 100 кПа

№ грунта	s, мм (по СП)	s, мм (LE)	s, мм (MC)	s, мм (HS)
ИГЭ 4	45	46	69	123
ИГЭ 8	48	51	Достигнуто предельное состояние	
ИГЭ 10	40	42	53,2	103,5
ИГЭ 11	20	21,3	22	41,8
ИГЭ 11а	15	16	16,2	25,2
ИГЭ 13	34	36	37	70
ИГЭ 14	48	50,7	Достигнуто предельное состояние	
ИГЭ 15	13,4	12,3	12,3	16,6

Серьезные расхождения между величинами осадок для слабых грунтов объясняются тем, что заданное по подошве фундамента давление в 100 кПа сильно превосходит расчетное сопротивление и приводит к развитию значительной доли осадок, вызванных пластическим деформированием грунта. Так, на графике, представленном на рисунке 2, для текучей супеси хорошо видно, что вертикальные деформации в моделях LE и MC совпадают только в диапазоне давлений 0–30 кПа, затем начинаются расхождения между значениями осадки.

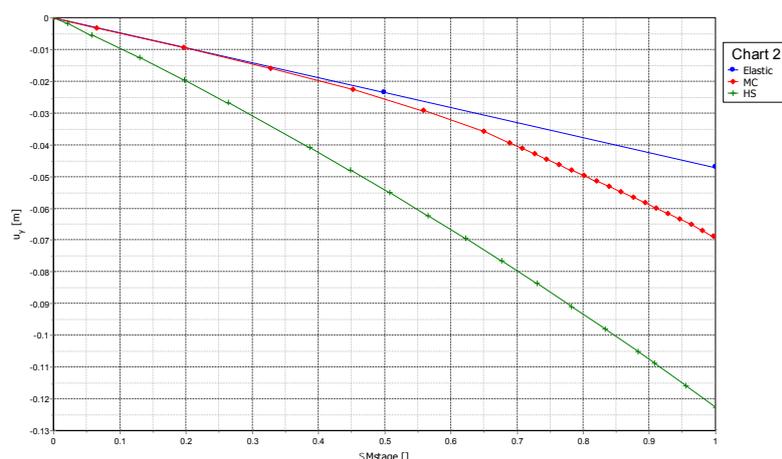


Рисунок 2. Характерный для всех инженерно-геологических элементов график зависимости давление/осадка, построенный для ИГЭ №4

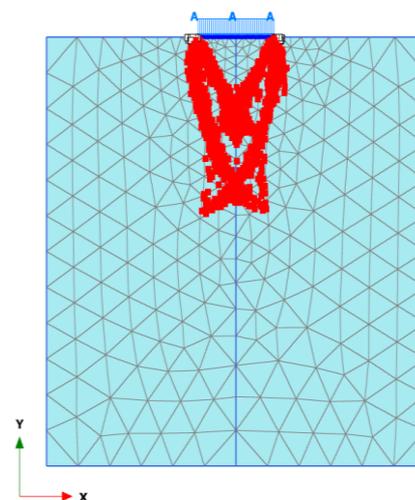


Рисунок 3. Развитие пластических точек в грунтовом массиве, смоделированном для ИГЭ №4. Величина давления по подошве фундамента – 100 кПа

Картина развития пластических точек в грунтовом массиве на рисунке 3 подтверждает данный вывод.

Соколова О.В. Подбор параметров грунтовых моделей в программном комплексе Plaxis 2D

Моделирование тестовой задачи в моделях LE, MC, HS и HSS

Поскольку все нормативные документы для оснований и фундаментов предусматривают расчет и проектирование с учетом преимущественно линейной работы грунта, было решено уменьшить давление по подошве фундамента до значения, при котором величина зон развития пластического деформирования под краями фундамента не превышала бы значения $0,4b$, где b – ширина фундамента. Такая величина зон пластики соответствует условию равенства давления по подошве расчетному сопротивлению под подошвой для всех рассматриваемых ИГЭ из разреза. Окончательно давление по подошве моделируемого фундамента было принято равным $\sim 0,5R$ (но не более 100 кПа), где R – расчетное сопротивление, посчитанное для каждого инженерно-геологического элемента в соответствии с п.5.6.7 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» (рис. 4).

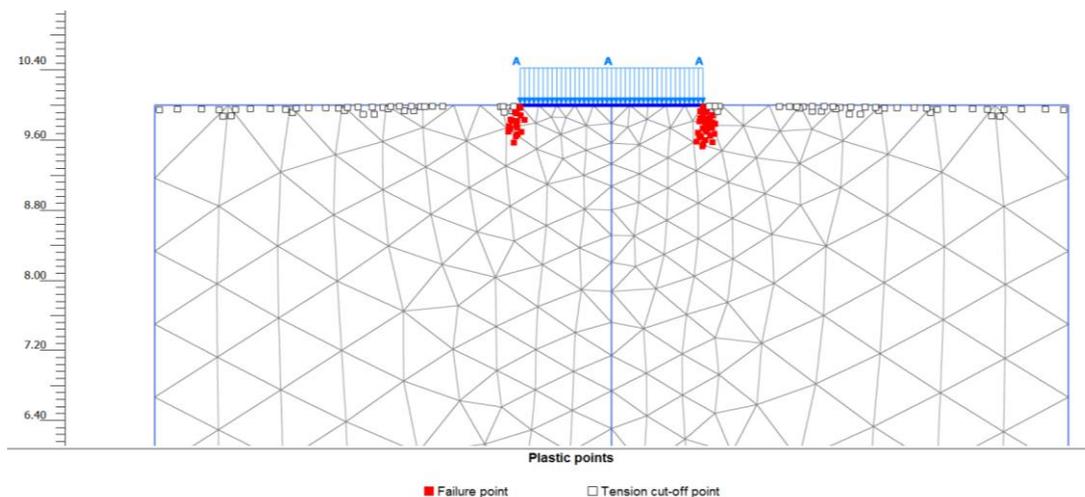


Рисунок 4. Развитие пластических точек в грунтовом массиве, смоделированном для ИГЭ №4. Величина давления по подошве фундамента $\sim 0,5R = 30$ кПа

Таблица 3. Величина расчетного сопротивления для однородного грунтового массива

№ грунта	ИГЭ 4	ИГЭ 8	ИГЭ 10	ИГЭ 11	ИГЭ 11a	ИГЭ 13	ИГЭ 14	ИГЭ 15
Величина расчетного сопротивления R , кПа	62	35	86	141	217	153	29	1302

Для определения одометрического модуля деформации, используемого в модели упрочняющегося грунта HS, были применены результаты компрессионных испытаний. Компрессионные испытания были проведены в ходе инженерно-геологических изысканий по стандартной методике по ГОСТ 12248-96. Отобранные образцы грунта последовательно нагружались ступенями по 50 кПа до максимальной нагрузки в 400 кПа. Одометрический модуль вычислялся с помощью коэффициентов пористости образца в интервале давлений 50–200 кПа.

В связи с уменьшением давления по подошве тестовая задача дополнительно была выполнена в реализации модели упрочняющегося грунта при малых деформациях (HSS). Для модели HSS дополнительно были заданы начальный модуль сдвига G_0 и уровень сдвиговой деформации $\gamma_{0,7}$, который был посчитан для глубины, соответствующей значению референсного давления 100 кПа.

Расчет в моделях HS и HSS был выполнен для двух вариантов задания модулей деформации: принятых по формуле (1) для первого случая и с учетом результатов компрессионных испытаний для второго.

Результаты моделирования представлены в таблице 4.

Таблица 4. Осадки фундаментов, полученные в различных моделях

№ грунта	Давление по подошве, кПа	s, мм				
		СП 22.13330.2011	LE	MC	HS	HSS
ИГЭ 4	30	7.4	14.1	14.4	28.9 / 19.8	22.9 / 55.8
ИГЭ 8	15	5.16	7.6	7.7	16.4 / 20.3	5.8 / 8.9
ИГЭ 10	50	17.7	21.2	21.7	42.8 / 44.3	28.9 / 30.9
ИГЭ 11	80	15.1	17	17.4	31.2 / 35.2	15.4 / 20.2
ИГЭ 11а	100	15	16	16.2	25.6 / 31.6	13.3 / 20.3
ИГЭ 13	90	30.9	32.7	33.4	60.1 / 69.2	12.8 / 10.6
ИГЭ 14	10	2.9	5.1	5.2	11.2 / 12.26	6.73 / 8.03
ИГЭ 15	100	13.4	12.3	12.3	17.7 / 29.7	2.6 / 10.7

Заключение

Приведенные результаты моделирования подтверждают важность выбора грунтовой модели и расчетных параметров при проведении геотехнических расчетов.

Можно говорить о том, что наиболее корректно осадку для слабых пылевато-глинистых грунтов, залегающих в верхней части геологической толщи, описывают модели Мора – Кулона и Hardening Small Soil. Однако необходимо с осторожностью применять модель Hardening Small Soil для грунтов, залегающих на глубине более 40 м. Так, для инженерно-геологических элементов №13, 14, 15, находящихся на глубинах 50–60 м, осадка была занижена.

Для получения более правильного поведения грунтовой модели необходимо наличие стабилметрических испытаний. Компрессионные испытания не позволяют откорректировать все входные параметры.

При отсутствии стабилметрических испытаний и задании характеристик грунтов в соответствии с рекомендациями разработчиков Plaxis модель Hardening Soil можно использовать только для первичного моделирования поведения грунта.

При создании конечно-элементной модели, решении задач и принятии проектных решений для задач «нулевого цикла» необходимо проведение предварительных прикидочных расчетов, подтверждающих корректность работы грунтовых моделей.

Литература

1. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 221 с.
2. Brinkgreve R.B.J., Broere W., Waterman D. Plaxis 2D-version 9. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. User Manual. Rotterdam: Balkema, 2008.
3. Vermeer P.A., Brinkgreve R.B.J. Manual of Plaxis. Rotterdam, 2001.
4. Shanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: Formulation and verification // Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 2014s of Plaxis. P.1–16.
5. Сливцев К.В. Определение внутренних параметров модели Hardening Soil Model // Геотехника. 2010. № 6. С. 55–59.
6. Фадеев А.Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «PLAXIS». СПб.: Изд-во СПбГАСУ, 2012. С. 13–20.
7. Гаркавко А.А. Конструктивные решения крепления стен глубокого котлована. Магистерская дисс. СПб, СПбГПУ, 2011.
8. Парамонов В.Н. Экспериментальная проверка применимости некоторых моделей грунта для расчета ограждения котлованов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2008. №4. С.139–145.
9. Сливцев К.В. Исследование работы ограждений котлованов, разрабатываемых в пылевато-глинистых грунтах. Дисс. канд.техн.наук, Санкт-Петербург. 2009.

10. Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Сидоров В.В., Соболев Е.С. Определение параметров модели Hardening Soil по результатам лабораторных испытаний // Геотехника. Теория и практика. Общероссийская конференция молодых ученых, научных сотрудников и специалистов: межвузовский тематический сборник трудов. СПб.: Изд-во СПбГАСУ, 2013. С. 141–146.
11. Шерстяных К.Э. Анкерное крепление стен глубокого котлована. Магистерская дисс. / СПбГПУ. СПб, 2011. 94 с.
12. Безгадов М. А., Калошина С. В. Выбор модели грунта при численном моделировании влияния разработки глубоких котлованов на существующую застройку // Вестник ПНИПУ. Урбанистика. 2012. №2. С. 17–27.
13. Колыбын И.В. Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях // Развитие городов и геотехническое строительство. 2008. №12. С. 30–66.
14. Чунюк Д.Ю., Ярных В.Ф. Снижение геотехнических рисков в строительстве на примере расчета и проектирования глубоких котлованов в стесненных условиях мегаполисов // Вестник МГСУ. 2009. №2. С. 168–176.
15. Голубев А.И., Селецкий А.В. К вопросу о выборе модели грунта для геотехнических расчетов // Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники. Том 2. СПб.: Изд-во СПбГАСУ, 2009. С. 6–10.
16. Строкова Л. А. Научно-методические основы численного прогноза деформирования грунтовых оснований. Автореферат дисс. на соискание ученой степени доктора наук. Томск, 2011.
17. Строкова Л. А. Определение параметров для численного моделирования грунтов // Известия Томского Политехнического университета. 2008. Т. 313. №1. С. 69–74.
18. Benz T., Schwab R., Vermeer P.A. On the practical use of advanced constitutive laws in finite element foundation analysis // Fondsup 2003 International Symposium. 2003. Pp. 8–16.
19. Wheeler S.J., Cudny M., Neher H.P., Wiltafsky C. Some developments in constitutive modeling of soft clays // International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. 2003. Pp. 101–121.
20. Wiltafsky C., Scharinger F., Schweiger H.F. Results from a geotechnical benchmark exercise of an embankment on soft clay // International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. 2003. Pp. 67–73.
21. Brinkgreve R. B. J. Selection of sil models and parameters for geotechnical engineering application // Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration / Ed. J.A.Yamamuro, V.N.Kaliakin. American Society of Civil Engineers, 2005. Vol. 128. Pp. 69–98.
22. Calvello M., Finno R.J. Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis // Computers and Geotechnics. Vol. 31. Issue 5. Pp. 420–424.
23. Barla M., Barla G. Torino subsoil characterization by combining site investigations and numerical modelling // Geomechanics and Tunelling. 2012. Vol. 3. Pp. 214–232.
24. Rokonuzzaman M., Sakai T. Calibration of the parameters for a hardening-softening constitutive model using genetic algorithms // Computers and Geotechnics. 2010. Vol. 37. Issue 4. Pp. 573–579.
25. Hashash Y.M.A., Levasseur S., Osouli A., Finno R., Malecot Y.. Comparison of two inverse analysis techniques for learning deep excavation response // Computers and Geotechnics. 2010. Vol. 37. Issue 3. Pp. 323–333.
26. Sultan N., Cui Y.-J., Delage P. Yielding and plastic behaviour of Boom clay // Geotechnique. 2010. Vol. 60. Issue 9. Pp. 657–666.

Ольга Владимировна Соколова, Санкт-Петербург, Россия

Тел. моб.: +7(981)884-22-62; эл. почта: falconer87@mail.ru

© Соколова О. В., 2014

doi: 10.5862/MCE.48.3

Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий

*К.т.н., доцент А.В. Улыбин;
инженер С.В. Зубков;
инженер С.Д. Федотов;
студент А.Ю. Закревский,*

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Аннотация. В последнее время вопросу увеличения этажности существующих зданий уделяется все больше внимания. Решение о технической возможности выполнения данных работ должно приниматься на основании обследования конструкций. Конструкцией, которая, как правило, воспринимает большую часть дополнительных нагрузок, является фундамент.

Достоверное обследование скрытых под землей фундаментных конструкций и тем более свай является сложной технической задачей. В работе рассматривается комплексное обследование фундаментов надстраиваемого здания. Приводятся ошибки изысканий с анализом причин их появления и пути их устранения.

Описаны результаты определения несущей способности свай тремя различными методами: расчетным, по результатам полевых испытаний грунта и натурным испытанием свай. Показано существенное различие между данными, полученными разными методами. По результатам проведенного исследования сформулированы рекомендации по методологии и составу работ при комплексном обследовании свайных фундаментов для целей надстройки зданий.

Ключевые слова: обследование зданий; проходка шурфов; несущая способность свай; надстройка зданий

Введение

Задача по увеличению этажности существующих зданий вставала перед инженерами-строителями уже много лет назад [1]. Однако в последние десятилетия вопрос об увеличении площади зданий за счет их надстройки становится все более актуальным [2–5]. Желание инвесторов эффективнее использовать уже застроенный участок вполне оправданно. Тем более, что в ряде случаев увеличение нагрузки на существующие конструкции является допустимым и не требует больших затрат. При этом увеличение этажности производится как для зданий старой постройки, в том числе дореволюционной, так и для современных строений. Конструктивное решение надстраиваемых зданий также различно: от кирпичных несущих стен [6] и ленточных бутовых фундаментов [7] до стального каркаса и буронабивных свай. В любом случае возможность увеличения нагрузки, а также перечень мероприятий для выполнения этой задачи определяются результатами технического обследования существующих конструкций [8]. С введением в 2011 году ГОСТ Р 53778-2010 (с 2014 г. заменен на ГОСТ 31937-2011) разделом 5.2 был восполнен пробел СП 13-102-2003 в части нормирования работ по обследованию фундаментов [9].

В случае конструктивного решения фундаментов в виде ростверков, устроенных по сваям, решающим является определение несущей способности свай. Преимущественно в Санкт-Петербурге в свайных фундаментах применяются висячие сваи. Следовательно, основным из определяемых параметров является несущая способность свай по грунту. По решению данной задачи – поиску альтернативных и усовершенствованию известных методов определения несущей способности – в последние годы выполняется большое количество исследовательских работ. Часть из них посвящена расчетному методу определения [10–14] и моделированию [15, 16], другие работы основаны на использовании данных полевых испытаний грунта [17–19], но основным прямым методом является испытание свай статической вдавливающей нагрузкой [20–23]. Тем не менее, методика комплексного исследования свайных фундаментов, выполняемого при обследовании надстраиваемых зданий, не разработана.

Научной задачей исследования являлась разработка рекомендаций по методологии и составу работ при комплексном обследовании свайных фундаментов для целей надстройки зданий. Данная задача решена на примере обследования конкретного общественного здания.

1. Описание объекта исследования

1.1. Конструктивное решение и историческая справка

Объект исследования представляет собой общественное здание, расположенное в Петроградском районе Санкт-Петербурга. Рассматриваемое здание изначально построено как 4-зальный спортивный корпус по типовому проекту № 2С-097. Здание состоит из центральной трехэтажной части и примыкающих к ней симметричных двухэтажных крыльев (рис. 1). Основной целью работы являлось определение технической возможности надстройки обоих крыльев здания дополнительным этажом. Реконструкция подобных объектов в нашей стране выполняется довольно часто [24]. В то же время каждый из них с учетом различных параметров (геологических условий, фактической конструкции фундамента, дефектов и повреждений и пр.) является уникальным.

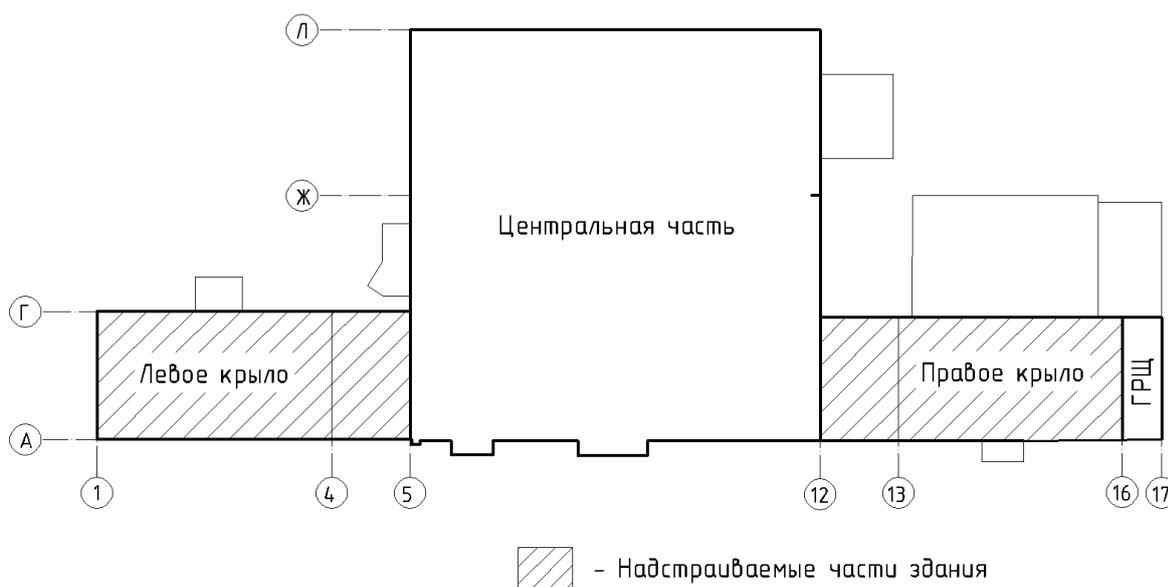


Рисунок 1. Схема обследуемого здания

Описываемые в ходе настоящей работы части здания располагаются в осях 1–5/А–Г и 12–17/А–Г. Для удобства описания надстраиваемых частей далее будут использоваться следующие обозначения:

- часть в осях 1–5/А–Г – **левое крыло**;
- часть в осях 12–16/А–Г – **правое крыло**.

Год постройки здания 1973. По изначальному проекту части крыльев в осях 1–4/А–Г и 13–16/А–Г построены одноэтажными высотой 6,0–6,5 м. Части крыльев, примыкающие к центральной части здания и расположенные в осях 5–6/А–Г и 12–13/А–Г, построены двухэтажными. Однако в ходе реконструкций в 1997 и 2001 гг. в обоих крыльях устроены междуэтажные перекрытия.

Основными надземными вертикальными несущими конструкциями обоих крыльев являются кирпичные стены по осям 1, 4, 13, 16 и кирпичные колонны, расположенные на пересечении осей А и Г с осями 2, 3, 13, 14. По осям 5 и 12 расположены общие для центральной трехэтажной части и крыльев несущие кирпичные стены. По оси 16 к правому крылу ориентировочно в 2002–2003 гг. пристроено одноэтажное кирпичное здание ГРЦ, расположенное в осях 16–17/А–Г.

Описанное выше конструктивное решение определено по результатам анализа имеющейся документации, сохранившейся с периода реконструкций, и натурального освидетельствования конструкций, выполненного авторами в 2010 г.

По результатам проходки установлено, что фундамент крыльев выполнен в виде отдельно стоящих свайных ростверков с опирающимися на них сборными железобетонными рандбалками. Ростверки имеют в плане форму прямоугольников с длинной стороной вдоль цифровых осей и плановыми габаритами 0,6 x 2,0–2,2 м. Ростверки объединяют пары забивных железобетонных свай сечением 0,35 x 0,35 м. Из-за большой длины ростверков и ограниченных размеров шурфов №1, 2 и 5 при обследовании 2002 г. фундаменты стен по осям 1, 4, 13 и 16 были ошибочно определены как ленточные. Впоследствии, при обследовании 2010 г. проходкой шурфа №7 и при обследовании 2014 г. проходкой шурфа №17 было установлено, что ростверки под стенами по осям 1 и 4 (и симметричным 13 и 16) такие же, как и по другим осям, т. е. отдельно стоящие (столбчатые). Однако в результате проходки шурфа №10 (рис. 2) под смежной стеной по оси 5 выявлено наличие ленточного монолитного железобетонного ростверка.

В результате проходки шурфа №11, расположенного на стыке правого крыла и здания ГРЦ, была установлена конструкция фундамента под стенами ГРЦ. При обследовании было зафиксировано, что фундамент выполнен в виде мелкозаглубленной узкой бетонной ленты толщиной всего 120 мм. Однако когда в 2013 г. встал вопрос о надстройке ГРЦ, в архиве были обнаружены проектные чертежи по данной части здания. Информация о фундаментах ГРЦ по проекту противоречила результатам обследования, и было принято решение о проходке дополнительного шурфа №13 у стены по оси 17. По результатам дополнительного обследования было установлено, что фундамент ГРЦ по осям 17, А и Г – ленточный из блоков ФБС с уширением подошвы в виде подушки. По оси 16 устроены рандбалки, идущие вдоль фундаментов правого крыла и опирающиеся по осям Б и В на отдельные фундаментные столбы. Именно эти рандбалки шириной 120 мм были ошибочно признаны ленточным фундаментом при обследовании 2010 г.

2.2. Определение длины свай

Для оценки возможности увеличения нагрузки на существующие фундаменты необходимо произвести расчет несущей способности свай. Количество и размеры сечения свай были установлены проходкой шурфов, данные о геологической изученности участка имелись. Неизвестной оставалась длина свай. В случае отсутствия проектной документации определение данного параметра является достаточно сложной технической задачей.

Определение длины свай обследуемых фундаментов осуществлялось акустическим (эхо) методом. При обследовании 2010 г. для этого привлекались специалисты ИЦ «Прочность» ФГБОУ ВПО «ПГУПС». С их помощью были выполнены исследования на трех сваях. Измерения выполнены в шурфах №7–9 (см. рис. 2). Впоследствии, в 2014 г., когда был полностью разработан проект реконструкции и определена дополнительная нагрузка, оказалось, что информация о точной длине свай имеет решающее значение. В связи с этим авторами были проведены дополнительные исследования длины. В данный период произведены измерения еще на восьми сваях, выполненные в шурфах №14–21.

Среди основных затруднений, с которыми приходится сталкиваться при использовании акустического метода на построенных зданиях, можно отметить недоступность оголовка свай. Это сопровождается не только отсутствием площадки для установки датчика, но и затруднениями при обработке сигнала [25–28]. В связи с этим все измерения производились с установкой датчика в штрабу, вырезаемую на боковой поверхности сваи (рис. 3).



Рисунок 3. Измерение длины сваи акустическим методом с установкой датчика в штрабу

Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д., Закревский А.Ю. Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий

Другой задачей, которую необходимо было решить для выполнения измерения, являлось определение фактической скорости стержневой волны в свае [29]. В ходе исследований значение скорости определялось по скорости продольных ультразвуковых волн, измеренных в бетоне свай. Пересчет выполнен по зависимости

$$\frac{Vd}{Vp} = \sqrt{(\mu + 1) \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu}},$$

где Vd – скорость стержневой волны в свае;
 Vp – скорость продольной ультразвуковой волны в бетоне;
 μ – коэффициент Пуассона.

По результатам измерений сделан вывод о том, что под зданием применены сваи разных типоразмеров по длине. Условно можно выделить два типа свай с глубиной заложения пяты в диапазонах 13...14 и 15...17 м.

Вариация отметок заложения вероятнее всего связана со срубанием оголовков свай в процессе забивки при достижении сваей расчетного отказа. Об этом свидетельствуют как фрагменты срубленных оголовков, обнаруженные при проходке шурфов (рис. 3), так и выпуски рабочей арматуры свай длиной более 1 м, проходящие сквозь ростверк.

2.3. Сбор нагрузок и расчет несущей способности свай

Для определения величины фактической нагрузки, приходящейся на сваи и действующей на период обследования 2010 г., был произведен расчет с учетом данных о конструктивном решении здания. Данным расчетом было определено, что нагрузка на сваи наиболее нагруженного ростверка, расположенного в осях 4/А, составляет 55 тс.

После разработки рабочего проекта надстройки здания была определена дополнительная нагрузка, приходящая на сваи после реконструкции. **Суммарное значение расчетной нагрузки составило 70 тс.**

Для определения допустимой нагрузки на сваю был выполнен расчет несущей способности свай по грунту. Расчет проведен по требованиям раздела 7.2 СП [30] на основании данных геологических изысканий и лабораторного анализа проб грунта, отобранных при бурении. Расчет показал, что для свай с глубиной заложения пяты 13 м несущая способность составляет 19,6 тс, а соответствующая ей допустимая нагрузка на сваю – 14,0 тс. Для свай с глубиной заложения пяты 17 м аналогичные значения составляют 65,7 тс и 46,9 тс. Такая большая разница (для свай разной длины) вызвана, прежде всего, погружением пяты более длинных свай в моренные грунты и, соответственно, расположением пяты коротких свай в слабых глинистых грунтах.

Таким образом, выявлено, что допустимая нагрузка на сваи, полученная расчетом, имеет значение существенно меньшее, чем величина не только расчетной нагрузки после надстройки, но и фактической нагрузки до реконструкции. В реальности это должно сопровождаться просадками фундаментов и соответствующими повреждениями надземных конструкций. Однако дефекты, свидетельствующие о неработоспособности фундамента, в конструкциях не выявлены.

Одной из основных причин данного несоответствия является то, что физико-механические характеристики слабых грунтов, в особенности текучей консистенции, полученные путем лабораторного анализа отобранных образцов, могут быть сильно занижены. Это происходит, прежде всего, за счет нарушения естественной структуры слабого грунта при бурении, извлечении и транспортировании образца. В связи с этим более достоверными являются данные расчета несущей способности свай, полученные по результатам статического зондирования грунтов [31]. Таким образом, принято решение об оценке несущей способности свай по результатам имеющихся данных полевых испытаний зондированием.

По отчету, выполненному ЗАО «Геостатика» в 2002 г., с учетом определенной длины свай и размеров их сечения величина допустимой нагрузки на сваи составляет:

- сваи с глубиной заложения пяты 13...14 м – **42,3...52,7 тс;**
- сваи с глубиной заложения пяты 15...17 м – **71,0...82,0 тс.**

2.4. Испытание свай

Полученные расчетным и косвенным путем данные о несущей способности оказались существенно отличающимися как друг от друга, так и в зависимости от предполагаемой длины свай. По указаниям п. 7.2.3 СП [30] в случае расположения под пятой глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,6$ необходимо определять несущую способность статическим испытанием. Для свай малой длины, выявленных на объекте, это условие имеет место. Кроме того, результаты испытаний свай считаются более достоверными, чем оценка несущей способности расчетом, статическим зондированием или другими методами (см. п. 7.1.6 СП [30]). На основе вышесказанного было принято решение о необходимости проведения испытаний.

Испытание свай, находящихся под фундаментом эксплуатируемого здания, является одной из наиболее сложных задач, выполняемых при обследовании. Это связано в первую очередь с необходимостью временного разрушения сечения сваи и, следовательно, выводом ее из работы. В данном случае вся приходящаяся на ростверк нагрузка должна быть воспринята оставшимися сваями и перераспределена ростверком без его разрушения. Вторым основным вопросом при испытании является вопрос о том, смогут ли надземная конструкция и ростверк воспринять вертикальную реакцию, действующую вверх и равную максимальной нагрузке, на которую испытывается свая. Все эти вопросы должны быть решены за счет выполнения предварительного расчета.

На описываемом объекте проведение испытаний еще более затруднено. Как было указано выше, основная часть фундаментов под надстраиваемыми крыльями выполнена в виде ростверков, объединяющих пару свай. При этом шаг свай (пролет ростверка) составляет около 1,8 м, а высота ростверков в среднем 0,4...0,5 м. Очевидно, что при таком конструктивном решении вывод из работы одной из свай не может быть произведен безболезненно для конструкций. Для реализации испытаний необходимо выполнение усиления фундаментов. Усиление может быть осуществлено, например, устройством дублирующих свай. Сваи усиления могут быть буронабивными и располагаться вне ростверка с дополнительной распределяющей конструкцией или устраиваться по технологии вдавливания под ростверком между существующими сваями [32]. В любом случае работа по усилению является технически сложной, а на данном объекте экономически не целесообразной.

Исходя из этих соображений принято решение об испытании фундаментов, расположенных на стыке крыльев с центральной частью и выполненных в виде ленточного ростверка. При этом вывод из работы сваи, расположенной между двумя другими в ростверке, при соответствующем расчетном обосновании является более безопасным мероприятием. В то же время сваи данных фундаментов имеют размеры сечения, идентичные с остальными сваями, и длину около 13,5 м, что соответствует длине свай наиболее нагруженного ростверка в осях 4/А. Кроме того, испытание свай короткого типоразмера позволит определить минимальное значение несущей способности по свайному полю в целом.

Для выполнения испытаний выбраны сваи, расположенные в местах проходки шурфов №20 и 21. Это обусловлено следующими факторами:

- удобство проходки шурфов необходимых размеров в указанных помещениях;
- сваи не являются соседними (между испытываемыми сваями расположены две сваи);
- вопрос об испытании свай ростверка по оси 12 не рассматривался в связи с эксплуатацией расположенных вдоль данной оси помещений первого этажа арендаторами.

Для оценки возможности выполнения работ по демонтажу свай и проведению нагружений произведен расчет ростверка. Расчет выполнен в виде конечно-элементной модели в ПК SCAD (рис. 4). Это позволило учесть в расчете условную жесткость кирпичной кладки трехэтажной стены, устроенной по ростверку, что в значительной степени сказалось на положительном результате расчета.

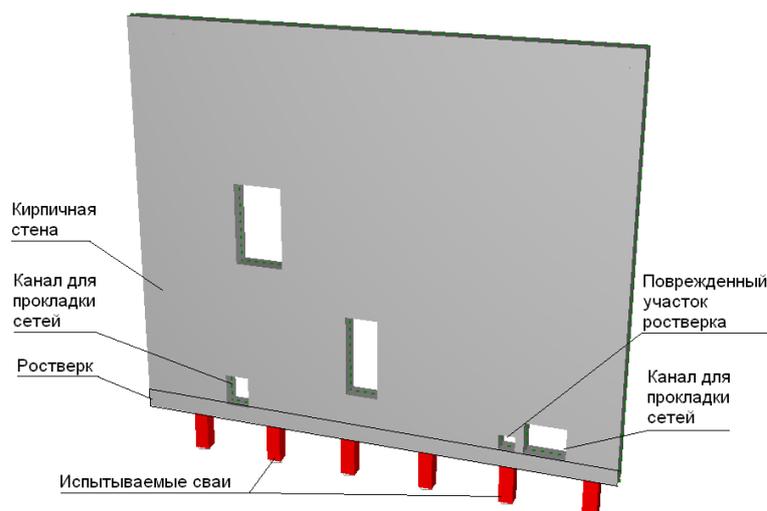


Рисунок 4. Модель стены по оси 5 с расположением свай под ростверком

Испытания свай выполнялись по программе, согласованной с заказчиком. Несущая способность определялась по одному из критериев, указанных в СП [30]:

- достижение сваем предельной осадки, определяемой по формуле 7.19, которая в данном случае равна 24 мм;
- достижение испытательной нагрузкой значения, при котором не наступает стабилизация осадки свай.

Испытание свай осуществлялось с помощью гидравлического домкрата с максимальным усилием 150 тс и реперной системы. Испытательное оборудование, установленное в демонтированных участках свай, представлено на рисунках 5, 6. Предельной испытательной нагрузкой принята величина 90 тс, поэтому, согласно требованиям ГОСТ 5686-2012, испытание проводилось ступенями по 9 тс.



Рисунок 5. Испытательное оборудование на свае в шурфе №20



Рисунок 6. Испытательное оборудование на свае в шурфе №21

В процессе испытаний на всех стадиях нагружения наступала условная стабилизация осадок за исключением последней ступени, соответствующей нагрузке 90 т. При этом до нагрузки 72 т во время выдержки на каждой ступени увеличение осадки не происходило. На ступенях, соответствующих нагрузкам 72 т и 81 т, осадка увеличивалась после приложения нагрузки с последующим затуханием и стабилизацией. На ступени, соответствующей нагрузке 90 т, осадка непрерывно росла.

Окончательная осадка свай в осях В–Г, достигнутая при испытании, составила 9 мм. После разгрузки остаточная деформация составила 5,6 мм. Осадка свай в осях А–Б при нагрузке 90 т составила 13 мм и непрерывно увеличивалась. После этого нагрузка была доведена до 100 т, при этом осадка увеличилась до 21,8 мм менее чем за одну минуту. Таким образом, были достигнуты оба критерия исчерпания несущей способности. После разгрузки остаточная деформация

Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д., Закревский А.Ю. Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий

составила 18 мм. На рисунке 7 в качестве примера представлен график испытания сваи в осях А–Б.

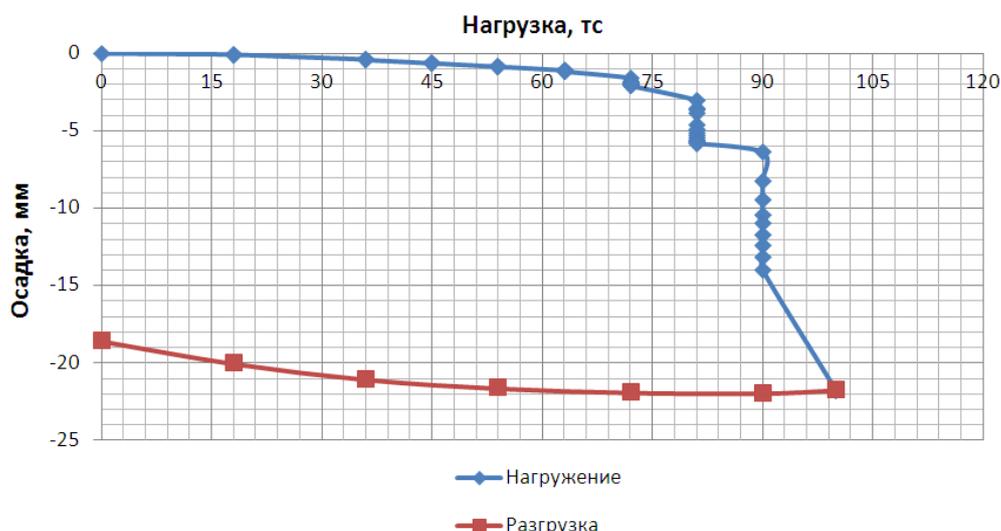


Рисунок 7. График испытания сваи в осях А–Б

После выполнения испытаний демонтированный участок свай был восстановлен. Испытание двух свай проводилось последовательно с перерывом для набора прочности бетона на участке восстановления первой испытанной сваи.

По результатам испытаний несущая способность обеих испытанных свай F_d принята равной 90 тс. При этом максимальная допустимая расчетная нагрузка N на сваи согласно указаниям п. 7.1.11 СП [30] не должна превышать 75 тс. Учитывая, что расчетное значение нагрузки на наиболее нагруженную сваю составляет 70 тс, а стабилизировавшаяся осадка свай при данной нагрузке составила менее 3 мм, можно сделать вывод о возможности надстройки здания без усиления фундаментов.

2.5. Сравнение несущей способности, полученной разными методами

По результатам выполненных исследований проведено сравнение несущей способности свай, полученной при ее определении тремя различными методами: расчетным, на основании испытаний грунта статическим зондированием и испытания сваи статической нагрузкой. Результаты сравнения представлены в таблице.

Таблица. Сравнение данных по несущей способности свай

Метод определения несущей способности	Свая с глубиной пяты 13,0 м*		Свая с глубиной пяты 17,0 м*	
	Несущая способность F_d , тс	Максимально допустимая нагрузка N , тс**	Несущая способность F_d , тс	Максимально допустимая нагрузка N , тс**
Расчет по формулам СП [30]	19,6	14,0	65,7	46,9
Расчет по результатам статического зондирования	52,8	42,2	102,5	82,0
Статическое испытание	90,0	75,0	-	-

* Для сравнения приняты сваи наименьшей и наибольшей длин, выявленных по результатам измерений.

** Определено с учетом требований п. 7.1.11 СП [30].

По данным, представленным в таблице, видно значительное отличие результатов, полученных различными методами. На практике такое несоответствие может привести к существенной ошибке при принятии решения о перечне мероприятий, сопровождающих реконструкцию, невыполнению необходимого усиления вообще или, наоборот, дополнительных неоправданных затратах на усиление конструкций, в котором нет необходимости. Данная ситуация, к сожалению, встречается на практике довольно часто [33–38]. Поэтому для снижения вероятности возможных ошибок в качестве базового метода необходимо применять испытание свай под фундаментами. При этом обязательным является проведение комплексного исследования фундаментов в шурфах с контрольными измерениями длины, габаритов сечения и шага расположения свай по всему свайному полю.

Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д., Закревский А.Ю. Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий

Заклучение

В результате комплексного обследования фундаментов исследованного объекта выявлено следующее.

1. Фундаменты здания выполнены в виде ленточных и столбчатых ростверков, объединяющих забивные железобетонные сваи сечением 0,35 x 0,35 м.

2. Определенная акустическим методом длина 11 свай имеет различные значения, что связано как с применением свай разных типоразмеров, так и с корректировкой длины свай (обрезкой) после их забивки до проектного отказа.

3. Несущая способность свай, а также соответствующее ей значение максимальной нагрузки на сваи, полученные разными методами для свай одинаковой длины, различаются в 5 раз.

4. Учитывая фактическое состояние объекта и отсутствие дефектов, связанных с фундаментами, принято, что наиболее достоверные данные по несущей способности получены путем статического испытания свай. Эти значения приняты за исходные при оценке возможности увеличения нагрузки на фундаменты при надстройке здания.

На основании анализа результатов проведенного исследования с учетом выполненного обзора публикаций сформулированы рекомендации по методологии и составу работ при комплексном обследовании свайных фундаментов для целей надстройки зданий.

1. При отсутствии проектной документации выполнить качественное и достоверное обследование надземных конструкций не просто, а заглубленных конструкций, в том числе фундаментов, очень сложно. Поэтому одной из первых задач при обследовании должна решаться задача по поиску и анализу проектной документации. Анализ проекта позволит значительно снизить вероятность ошибочных результатов обследования.

2. Необходимо обоснованно назначать количество и места расположения шурфов, выполняемых при обследовании. Даже соблюдение требований ГОСТ 31937-2011 по минимальному количеству выполняемых шурфов в ряде случаев не даст исчерпывающей информации. Сплошное же обследование заглубленных конструкций, при котором обследуется каждый фундамент, как правило, невыполнимо по техническим или экономическим соображениям. На примере данного объекта показано, что для получения полного представления о конструкции фундаментов небольшого по площади здания потребовалась проходка 21 шурфа, выполненная различными организациями за период в 12 лет.

3. Для определения при обследовании зданий несущей способности висячих свай необходимо в обязательном порядке выполнять статическое зондирование грунта. В случае предполагаемого увеличения нагрузки на фундаменты на величину более 10 % от действующей необходимо выполнять статическое испытание свай. При всей технической сложности и относительной дороговизне этих работ только их результат позволит принять взвешенное решение о возможности проведения работ по реконструкции.

4. Перед выполнением испытаний необходимо путем проходки шурфов определить количество типоразмеров свай (вид, габариты сечения, длина), устроенных под зданием. Рекомендуемый объем контроля от общего количества свай должен быть не менее:

- 5% при наличии проектной документации;
- 10% при выявлении в ходе работ одного типоразмера свай;
- 20% при выявлении в ходе работ нескольких типоразмеров свай.

5. Число подвергаемых испытанию свай одного типоразмера должно быть не менее двух. При наличии расхождений между результатами этих измерений количество испытываемых свай необходимо увеличить до получения выборки данных, по которой можно достоверно судить о диапазоне изменения несущей способности или наличии аномалий.

6. До проведения испытаний обязательным является расчет конструкций на возможность временной работы без сваи и восприятия испытательной нагрузки. При необходимости конструкции должны быть предварительно усилены по отдельно разработанному проектному решению.

Литература

1. Нащокина М.В. Михаил Бугровский – архитектор купеческой Москвы // Архитектурное наследство. 2012. №56. С. 235–260.
2. Ларина Н.А. Социально-экономическая оценка программы надстройки мансардных этажей в Санкт-Петербурге // Проблемы современной экономики. 2013. №4(48). С. 319321.
3. Дмитриев Б.В., Урунич В.М. О новых технологиях надстройки жилых домов без отселения жителей // Промышленное и гражданское строительство. 2004. №12. С. 26–28.
4. Овсянников С.Н., Овсянников А.Н. Перспективы реконструкции жилых домов первых массовых серий в г. Томске // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2010. № 2. С. 105–112.
5. Кравченко В.В., Чувилова И.В. Применение комплексных методов реконструкции и модернизации пятиэтажной жилой застройки, возведенной в период 50–70-х годов в городе Москва // Известия Юго-Западного государственного университета. 2011. №5-2. С. 185–188.
6. Грановский А.В., Костенко А.Н., Мочалов А.Л. Повышение прочности кирпичных конструкций реконструируемых зданий // Жилищное строительство. 2006. №2. С. 22.
7. Калашников С.Ю., Олейников П.П., Олейникова Е.П. Решение социокультурных проблем в довоенном Сталинграде при реконструкции Царицынских построек // Архитектура и строительство России. 2014. №2. С. 34–39.
8. Позмогова С.Б., Логачёва Е.А. Реновации в строительстве и экономический эффект // Вестник Ульяновского государственного технического университета. 2011. №3 (55). С. 57–60.
9. Ватин Н.И., Улыбин А.В., Огородник В.М. ГОСТ Р 53778-2010: обследование инженерных сетей и другие особенности нового нормативного документа // Инженерно-строительный журнал. 2011. №1(19). С. 5–7.
10. Dai G.-L., Yu Q.-Y., Gong W.-M. Study of effective pile length based on Winkler models // Rock and Soil Mechanics. 2012. No. 33 (SUPPL. 2). Pp. 162–166.
11. Булатов Г.Я., Ножнов А.П. Численное моделирование влияния грунтового ядра на несущую способность трубосваи // Инженерно-строительный журнал. 2010. №2(12). С. 27–35.
12. Вертынский О.С. Определение несущей способности набивных конических свай // Вестник Саратовского государственного технического университета. 2006. №1. С. 78–82.
13. Булатов Г.Я., Колосова Н.Б., Теплов А.Б. Несущая способность забивной сваи различных форм поперечного сечения // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2013. №1(6). С. 22–27.
14. Полищук А.И., Самарин Д.Г., Филиппович А.А. Оценка несущей способности свай в глинистых грунтах с помощью ПК PLAXIS 3D Foundation // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2013. №3. С. 351–359.
15. Du J.-Q., Du S.-J., Zhao D.-L., Tang W.-Y. Numerical analysis of interaction of pile group-soil-raft under vertical load // Rock and Soil Mechanics. 2013. No. 8(34). Pp. 2414–2420.
16. Manandhar S., Yasufuku N. Vertical bearing capacity of tapered piles in sands using cavity expansion theory // Soils and Foundations. 2013. No. 6(53). Pp. 853–867.
17. Чичкин А.Ф. Динамическое зондирование и несущая способность свай // Интернет-Вестник ВолгГАСУ. Серия: Политематическая. 2013. №3(28). С. 1–3.
18. Shooshpashaa I., Mola-Abasia H., Amirib I. Evaluation of static and dynamic methods for determining the bearing capacity of the driven pipe piles // International Journal of Engineering. 2014. No. 2(27). Pp. 307–314.
19. Шеменков Ю.М., Глазачев А.О. Расчет буронабивных свай в глинистых грунтах по данным статического зондирования // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2012. №3. С. 80–85.
20. Eslami A. Tajvidi I. Karimpour-Fard M. Efficiency of methods for determining pile axial capacity-applied to 70 cases histories in Persian Gulf northern shore // International Journal of Civil Engineering. 2014. No. 12(1 B). Pp. 45–54.
21. Гурьянов И.Е. Несущая способность свайных фундаментов в вечномёрзлых грунтах и общий метод ее натурального определения // Наука и образование. 2006. №1. С. 87–90.
22. Jiang Z.-Z. Test of foundation pile selection in New Weinan Railway Station of Zhengzhou-Xi'an Railway Passenger Dedicated Line // Journal of Railway Engineering Society. 2014. No. 31(1). Pp. 53–58.

Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д., Закревский А.Ю. Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий

23. Zhao C.-F., Wang W.-Z., Zhao C., Qiu Z.-X. Field test study on bearing capacity of single pile under combined loads // China Journal of Highway and Transport. 2013. No. 26(6). Pp. 59–64.
24. Евсеева А.В. Проблемы спортивных объектов, построенных по типовым проектам // Сборник научных трудов Sword. 2013. Т. 49. №3. С. 93–96.
25. Zhang J.-Y., Chen L.-Z. Sonic echo test for pile integrity testing based on wavelet transform // Journal of Vibration and Shock. 2014. Vol. 33. Issue 6. Pp. 179–183.
26. Капустин В.В. Применение волновых методов для определения длины свай // Технологии сейсморазведки. 2009. №2. С. 113–117.
27. Капустин В.В. К вопросу о физических основах акустического метода испытания свай // Инженерные изыскания. 2011. № 11. С. 10–15.
28. Улыбин А.В., Коренев В.В. Метод контроля длины стальных свай-оболочек // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2013. №1(6). С. 28–35.
29. Hu X., Liu J. Study of inaccuracy of P-wave velocity in piles by low strain integrity testing // Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering. 2013. No. 32 (SUPPL.2). Pp. 4183–4189.
30. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85
31. Ершов А.В. Методы определения несущей способности свай по данным статического зондирования // Вестник гражданских инженеров. 2010. №2. С. 77–85.
32. Нестеров А.С., Тишков Е.В., Мельник О.И. Усиление фундаментов стен памятников архитектуры с применением метода вдавливания // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. 2012. №25. С. 57–62.
33. Димов Л.А., Димов И.Л. Несущая способность свай в глинистых грунтах по результатам расчетов и полевых испытаний // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2006. №3. С. 26–30.
34. Ершов А.В. Перспективы развития методов расчета несущей способности свай по данным статического зондирования // Геотехника. 2011. №1. С. 60–75.
35. Уткин В.С., Шепелина Е.А. Расчет надежности оснований фундаментов по критерию прочности при ограниченной информации о нагрузке // Инженерно-строительный журнал. 2013. №1(36). С. 48–56.
36. Конюшков В.В., Улицкий В.М. Оценка несущей способности буроинъекционных свай // Вестник гражданских инженеров. 2007. №2. С. 52–57.
37. Чернышов П.О. Сравнительный анализ применяемых методик оценки несущей способности буроинъекционных свай // Вестник гражданских инженеров. 2013. №1(36). С. 77–82.
38. Shirato M., Kohno T., Nakatani S. Model errors in bearing capacity of vertically loaded foundations // Geotechnical Special Publication. 2013. No.229. Pp. 505–519.

*Алексей Владимирович Улыбин, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)777-45-16; эл. почта: ulybin@mail.ru*

*Сергей Владимирович Зубков, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)3877034; эл. почта: svzubkov@mail.ru*

*Сергей Дмитриевич Федотов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(911)9167802; эл. почта: fed87@mail.ru*

*Александр Юрьевич Закревский, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(965)7625049; эл. почта: slice39@mail.ru*

© Улыбин А. В., Зубков С. В., Федотов С. Д., Закревский А. Ю., 2014

doi: 10.5862/MCE.48.4

Оценка эффективности дренажных и противofильтрационных устройств бетонных плотин на скальном основании (на примере Бурейской ГЭС)

Д.т.н., старший научный сотрудник С.В. Сольский,
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»;
к.г.-м.н., начальник отдела О.И. Новицкая,
ОАО «Атомэнергопроект»;
начальник отдела С.В. Кубетов,
ООО «НПК Проектводстрой»

Аннотация. Предложенная авторами методика позволяет оценить степень эффективности работы отдельных элементов гидротехнических сооружений, выполняющих схожие функции и работающих совместно, а также определить влияние их текущего состояния на работоспособность всего сооружения в целом.

Методика отработывалась для раздельной оценки работы дренажных и противofильтрационных элементов оснований бетонных плотин на скальном основании при их совместной работе. Для реализации поставленной задачи авторы использовали метод численного моделирования и данные натурных наблюдений, которые позволили откалибровать геofильтрационную модель. Методика апробирована на примере одного из створов Бурейской ГЭС, где была выполнена оценка степени влияния эффективности дренажных и противofильтрационных мероприятий на величину фofильтрационного противодавления на бетонное основание плотины.

По результатам исследований сформулированы предложения по назначению соответствующих критериев К1 и К2. Следует отметить, что разработанная авторами методика позволяет выделить приоритеты при определении состава и объема мероприятий по ремонтам и/или реконструкции элементов гидротехнических сооружений.

Ключевые слова: дренажные устройства; противofильтрационная завеса; эффективность работы; оценка влияния; критерии безопасности; бетонные плотины

Введение

В современных условиях обеспечению безопасности крупных промышленных и энергетических объектов, в т. ч. и гидротехнических сооружений гидроэлектростанций, уделяется большое внимание. В соответствии с энергетической стратегией России на период до 2030 года [1] одной из основных целей развития электроэнергетики является обеспечение надежности и безопасности работы системы электроснабжения России в нормальных и чрезвычайных ситуациях. Также в соответствии с данной стратегией государственная политика предполагает осуществление технического и технологического контроля и надзора за соблюдением требований безопасности при использовании возобновляемых источников энергии.

В настоящее время для обеспечения и контроля эксплуатационной безопасности гидротехнических сооружений ГЭС в соответствии с нормативными и методическими документами выделяются два уровня критериев безопасности: К1, соответствующий условиям нормальной эксплуатации ГЭС, и К2, соответствующий условиям предельного (предаварийного) состояния ГЭС. Согласно нормативным и методическим документам [2–4] установление критериев безопасности заключается в назначении количественных и качественных контролируемых показателей. Как правило, для эксплуатируемых гидроэнергетических объектов при установлении количественных значений используются материалы проекта и данные многолетних натурных наблюдений, позволяющие по результатам регрессионного анализа определить диапазоны изменения контролируемых параметров. При разработке критериев безопасности для гидротехнических сооружений рассматриваются пограничные состояния всего сооружения в целом по принципу «надежное (работоспособное) эксплуатационное состояние – предаварийное (предельное) эксплуатационное состояние». Однако иногда возникает необходимость оценить степень эффективности работы отдельных элементов ГЭС, выполняющих схожие функции и

Сольский С.В., Новицкая О.И., Кубетов С.В. Оценка эффективности дренажных и противofильтрационных устройств бетонных плотин на скальном основании (на примере Бурейской ГЭС)

работающих совместно, а также определить влияние их текущего состояния на работоспособность всего сооружения [5–8].

В качестве примера рассмотрим противofильтрационные (ПФУ) и дренажные устройства (ДУ) бетонных плотин на скальном основании, эффективность работы которых, как правило, оценивается опосредованно через величину противодавления, а также по отдельным показателям их работы, сложившихся в процессе эксплуатации – в первую очередь это дренажные расходы (Q) и пьезометрические напоры (H). Однако эти показатели характеризуют эффективность работы противofильтрационных и дренажных устройств лишь косвенно. В связи с этим актуальной представляется задача оценить по отдельности вклад каждого из этих устройств в обеспечение безопасной эксплуатации гидротехнического сооружения во всем диапазоне их потенциальной работоспособности.

В данной статье представлены результаты оценки эффективности совместного и раздельного действия противofильтрационных и дренажных устройств бетонных плотин на скальном основании на примере Бурейской ГЭС.

Обзор литературы

Методы и способы оценки эффективности дренажа достаточно широко освещены в материалах различных авторов. Как правило, при исследованиях мелиоративного дренажа в гумидной и аридной зонах применяются методы, основанные на сопоставлении проектной / идеальной водопримной способности дренажа с фактической, полученной по данным натурных наблюдений. В практике оценок эффективности действия дренажа имеются предложения, позволяющие всесторонне характеризовать ее (как для неустановившегося, так и для установившегося режима) рядом коэффициентов, таких как коэффициент эффективности по водопримной способности к дрене Q , коэффициент эффективности по положению депрессионной поверхности и коэффициент эффективности по времени изменения положения депрессионной поверхности [9–12]. Однако при оценке работы дренажных систем ГЭС и гидроэнергетических объектов данные коэффициенты практически не используются [13, 14].

В исследованиях авторов в области изучения фильтрационных потоков приводятся теоретические решения для схем фильтрации под плотиной, учитывающие степень несовершенства завесы и режим эксплуатации дренажа [15, 16]. В частности, С.Н. Нумеровым опубликовано решение для горизонтального напорного пласта, перекрытого несовершенной полупроницаемой диафрагмой [17]. Л.Н. Павловская для более общего случая приводит решение, полученное методом последовательного фрагментирования [18]. В большинстве теоретических решений рассматривается горизонтальный изотропный однородный пласт с вертикальным расположением непроницаемой завесы и дренажа. В частности, Л.Н. Павловской по методу электрогидродинамических аналогий (ЭГДА) получены зависимости характеристик эффективности работы дренажа на противодавление бетонных ГЭС для случаев его наличия или полной неработоспособности.

В научных трудах института гидротехники им. Б.Е. Веденеева начиная с 70-х годов прошлого века публиковались материалы, посвященные исследованиям конструктивных особенностей подземного контура плотин. В состав наиболее распространенной конструкции подземного контура бетонной плотины входит инъекционная завеса и глубокий дренаж. В основном методом ЭГДА на сплошных и дискретных средах выполнялись оценка и сравнение влияния дренажа и цементационной завесы на характеристики фильтрационного потока [19, 20], исследовалось также влияние на фильтрационное давление анизотропии фильтрационных свойств основания плотины [21]. Для оценки целесообразности, в том числе и технико-экономической, устройства инъекционной завесы выполнялись расчеты для предельных состояний элементов подземного контура (исправная или полностью нарушенная инъекционная завеса [22]), исследовалось влияние геометрических размеров элементов подземного контура – несовершенство цементационной завесы и наличие укрепительной цементации [23], режим эксплуатации дренажных устройств. Отдельным направлением исследований является изучение влияния напряженно-деформированного состояния массива на его водопроницаемость [20, 22].

Сведения об эффективности совместного действия противofильтрационных и дренажных устройств бетонных плотин на скальном основании в полном диапазоне изменения их характеристик и разработке на основе ее анализа соответствующих критериев безопасности в специальной литературе отсутствуют.

В настоящее время разработан современный математический аппарат, базирующийся на численных методах, позволяющий провести подробный анализ фильтрационного режима основания ГЭС в полном диапазоне изменения работоспособности защитных элементов фактически при любых условиях неоднородности, анизотропности вмещающей среды и конфигурации как области фильтрации, так и местоположения соответствующих граничных условий [24–33].

Авторами статьи исследованы промежуточные состояния во всем диапазоне эффективности как отдельной, так и совместной работы дренажа и противofильтрационных устройств.

Постановка задачи

На основании вышеизложенного ставилась задача разработать методику оценки эффективности дренажных и противofильтрационных устройств бетонных плотин на скальном основании, в рамках которой предполагалось:

- ввести коэффициенты эффективности действия дренажных и противofильтрационных устройств;
- разработать алгоритм определения величины противодействия на подошву бетонной плотины с отдельным и совместным учетом эффективности дренажных и противofильтрационных устройств;
- выполнить апробацию методики по предложенному алгоритму на примере одного из створов Бурейской ГЭС и дать предложения по назначению соответствующих критериев безопасности.

Описание исследования

Для оценки эффективности дренажных и противofильтрационных элементов оснований бетонных плотин предложена система коэффициентов эффективности:

- коэффициент эффективности дренажного устройства $\eta_{дрен}$, определяемый как отношение его фактической водоприемной способности к его максимально возможной в данных конкретных гидрогеодинамических условиях водоприемной способности:

$$\eta_{дрен} = \frac{Q_{факт}}{Q_{макс}} \cdot 100 \%,$$

где $Q_{факт}$ – фактическая на момент оценки водоприемная способность дренажа; $Q_{макс}$ – максимальная водоприемная способность дренажа;

- коэффициент эффективности противofильтрационной (цементационной) завесы $\eta_{нфз}$, определяемый как отношение ее фактической водопроницаемости к водопроницаемости, заложенной в проекте:

$$\eta_{нфз} = \frac{K_{ф факт}}{K_{ф проект}} \cdot 100 \%,$$

где $K_{ф факт}$ – фактическая на момент оценки водопроницаемость (коэффициент фильтрации) ПФУ; $K_{ф проект}$ – проектная водопроницаемость ПФУ.

Алгоритм определения величины противодействия на подошву бетонной плотины с учетом эффективности дренажных и противofильтрационных устройств заключается в следующем.

1. На основе анализа проектных данных инженерно-геологических изысканий, исполнительной документации, результатов натурных наблюдений и специальных исследований уточняются фильтрационные характеристики основания плотины и фактическая проницаемость противofильтрационной завесы на момент оценки.

2. Фактическая водоприемная способность дренажного устройства определяется по данным натурных наблюдений и/или специальных опытно-фильтрационных исследований как приточность к нему на момент оценки.

Сольский С.В., Новицкая О.И., Кубетов С.В. Оценка эффективности дренажных и противofильтрационных устройств бетонных плотин на скальном основании (на примере Бурейской ГЭС)

3. По результатам анализа гидрогеодинамической обстановки в системе плотина – основание, представительности сети пьезометров, наличия ряда натуральных наблюдений и т. п. выделяются контрольные створы, пригодные для оценки состояния дренажных и противofильтрационных устройств.

4. Для каждого из выделенных контрольных створов на основе имеющихся данных строятся фofильтрационные модели (в общем случае пространственные, в частном случае профильные), которые калибруются по данным натуральных наблюдений за уровнями (напорами) и расходами.

5. Выполняются вариантыные расчеты геofильтрационного режима и соответствующих гидрогеодинамических характеристик фofильтрационного потока при различной степени водоприемной способности дренажного устройства и проницаемости ПФУ.

6. На созданных и откалиброванных фofильтрационных моделях для дренажного устройства определяется его максимальная (идеальная) водоприемная способность, т. е. максимально возможный в данных условиях дренажный расход.

7. Определяется проектное значение величины проницаемости противofильтрационного устройства.

8. Коэффициент эффективности дренажного устройства $\eta_{дрен}$ вычисляется как отношение фofактической водоприемной способности к максимально возможной водоприемной способности дренажного устройства, а коэффициент эффективности противofильтрационного устройства, например цементационной завесы, $\eta_{пфз}$ вычисляется как отношение ее фofактической проницаемости к заложенной в проекте.

9. По данным о фofактическом положении напоров в системе бетонная плотина – основание для каждого контрольного створа вычисляются соответствующие критериальные значения K1 и K2 для величины противодавления на подошву бетонной плотины, которые сравниваются с их проектными значениями.

10. Аналогично для отдельно рассчитанных полей напоров, в зависимости от рассмотренного диапазона эффективности ПФУ и ДУ, вычисляются фиктивные значения величин противодавления. Для их визуального представления строятся номограммы противодавлений в осях: значение соотношения проектного противодавления ПФУ и фofактического – расстояние по подошве от верхнего бьефа (ВБ) к нижнему бьефу (НБ), и соотношение максимального противодавления ДУ и фofактического – расстояние по подошве от ВБ к НБ. По ним определяются критериальные значения для дренажных K1д и K2д и противofильтрационных K1п и K2п устройств и соответствующие им коэффициенты эффективности.

11. В зависимости от конкретных критериальных значений коэффициентов эффективности дренажных и противofильтрационных устройств определяются состав и регламент управляющих эксплуатационных воздействий.

12. По доле вклада дренажных и противofильтрационных устройств в обеспечение устойчивости бетонной плотины могут быть оценены критерии и приоритеты при определении в случае необходимости состава и объема мероприятий по ремонтам и/или реконструкции.

Метод, который использовался для оценки эффективности дренажной и противofильтрационной завес, – численное моделирование. Одним из значительных преимуществ этого метода является возможность виртуального отключения и подключения различных элементов изучаемой системы, в данном случае – геofильтрационной. Выбор метода численного моделирования для анализа и прогноза гидродинамических процессов, развивающихся при фofильтрации через основание бетонной плотины, обусловлен сложностью протекающих здесь геofильтрационных процессов. Эти процессы определяют уровенный режим в пьезометрах и градиенты потока подземных вод, условия формирования водоприотков в дренажную систему и в конечном счете влияют на устойчивость гидротехнического сооружения через величину взвешивающего противодавления.

В данной постановке задачи принимается, что фofильтрационные свойства основания – его проницаемость – нам известны, так как существует множество способов их оценки, начиная от анализа данных геологоразведки и инженерных изысканий и заканчивая анализом данных натуральных наблюдений статистическими, аналитическими и теми же численными методами. Обычно комбинация названных методов позволяет оценить фofильтрационные свойства пород с точностью, достаточной для решения инженерных задач.

Сольский С.В., Новицкая О.И., Кубетов С.В. Оценка эффективности дренажных и противofильтрационных устройств бетонных плотин на скальном основании (на примере Бурейской ГЭС)

Фактическая эффективность дренажных и противофильтрационных элементов гидротехнического сооружения оценивается путем анализа поля напоров и дренажных расходов на момент оценки, максимальная эффективность противофильтрационного устройства и максимальная водопримная способность дренажа определяются с применением численного моделирования.

Апробация методики оценки эффективности дренажных и противофильтрационных элементов бетонных плотин на скальном основании проведена на примере Бурейской ГЭС.

При разработке численной геофильтрационной модели основания бетонной плотины гравитационного типа за основу были взяты характеристики секции 29 водосбросной части плотины Бурейской ГЭС. Выбор обусловлен наличием обширного материала натурных наблюдений (в секции 29 находится один из контрольных створов), а также геологическими и гидрогеологическими условиями, характерными в целом для бетонных плотин на скальном основании. На рисунке 1, построенном по материалам предыдущих исследований, видно, что секция 29 расположена на участке с плано-параллельным характером фильтрационного потока и содержит достаточное количество работоспособных пьезометров для калибровки модели.

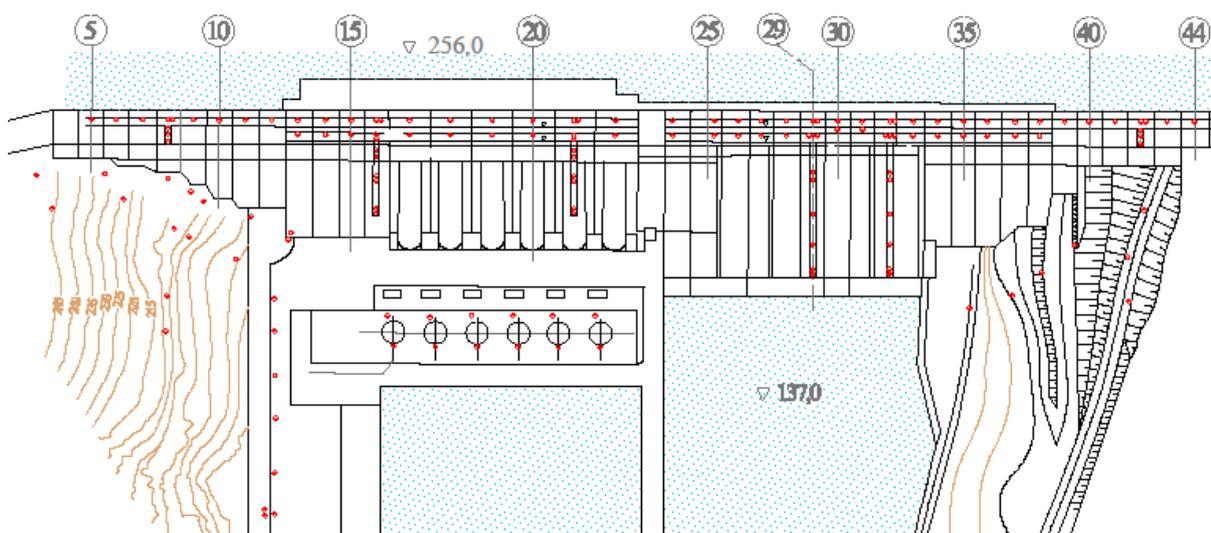


Рисунок 1. Общая схема расположения створов и пьезометров Бурейской ГЭС

Для реализации геофильтрационной конечно-разностной модели водовмещающего массива использовался программный комплекс Visual MODFLOW ver.4.4 [34, 35], в основе которого лежит программа моделирования USGS MODFLOW, разработанная Геологической службой США. Программный комплекс предназначен для решения широкого спектра гидрогеологических задач, связанных с прогнозом течения подземных вод в многослойных системах. Он позволяет решать задачи в стационарной и нестационарной постановке и моделировать как напорную, так и безнапорную фильтрацию, а также моделировать работу дренажных систем.

Структура модели определялась гидрогеологическим строением основания плотины и конструктивными особенностями ГТС (рис. 2). Верификация модели выполнялась по данным натурных наблюдений за уровнями в пьезометрах и расходами дренажных скважин.

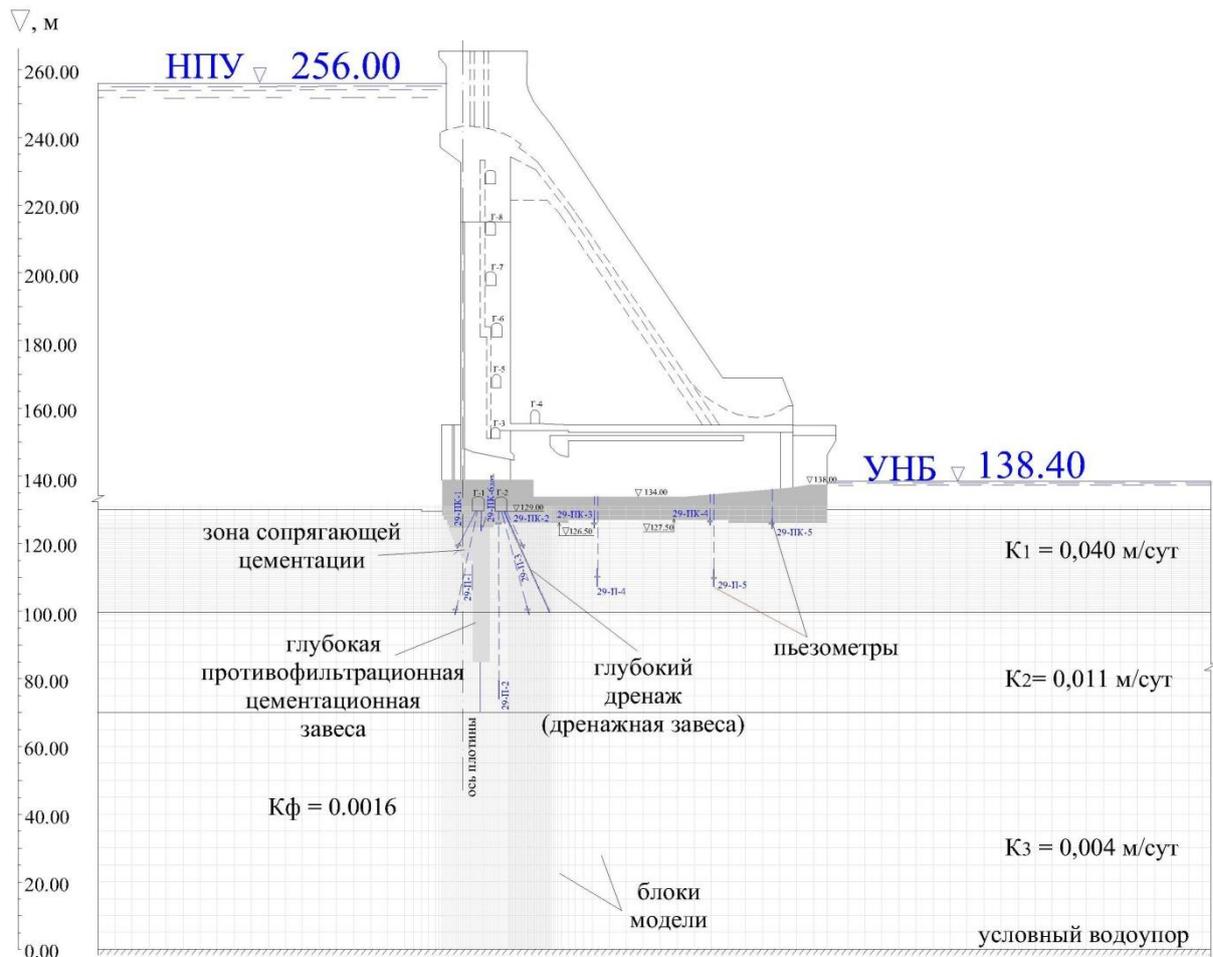


Рисунок 2. Схема численной модели секции 29 водосбросной части плотины Бурейской ГЭС

На основании разработанной геофильтрационной модели в профильной постановке был выполнен цикл численных экспериментов с целью оценки влияния состояния противофильтрационных и дренажных элементов на величину противодействия высоконапорной плотины на скальном трещиноватом основании.

Для получения результатов, охватывающих полный диапазон изменений коэффициентов эффективности противофильтрационных устройств ($\eta_{нфз}$) и вертикального дренажа ($\eta_{дрен}$), для каждого случая нами был разработан план эксперимента [36], в котором оказались охваченными все интересующие нас расчетные случаи, приведенные в таблице.

Таблица. Степени эффективности противофильтрационной завесы и вертикального дренажа, рассмотренные при планировании эксперимента

Степень эффективности, %		вертикального дренажа, $\eta_{дрен}$				
		0	25	50	75	100
противофильтрационной завесы, $\eta_{нфз}$	0	+	+	+	+	+
	25	+	+	+	+	+
	50	+	+	+	+	+
	75	+	+	+	+	+
	100	+	+	+	+	+

Численные эксперименты запланированы и проведены тремя сериями:

- 1) изменение водопримной способности дрены от нулевой до значения, обеспечивающего максимально возможный расход;
- 2) изменение проницаемости ПФЗ от проектной до полной деградации (коэффициент фильтрации равен проницаемости окружающих горных пород);
- 3) исследование различных комбинаций эффективности цементационной завесы и дренажа при их совместном функционировании.

В экспериментах исследовались характер и закономерность зависимости напоров под подошвой плотины и расходов потока от исследуемого параметра в пределах заданного диапазона. В качестве условно предельного принято противодействие, величина которого соответствует эпюре распределения давления фильтрационного потока по подошве согласно рекомендациям СНиП. Коэффициенты эффективности дренажных и противофильтрационных мероприятий были рассчитаны в виде относительных величин в диапазоне от 0 до 100 %. Для иллюстрации результатов в соответствии со СНиПом выбраны две контрольные точки, находящиеся на оси цементационной завесы и дренажного ряда. Результаты счетных экспериментов представлены на рисунках 3 и 4.

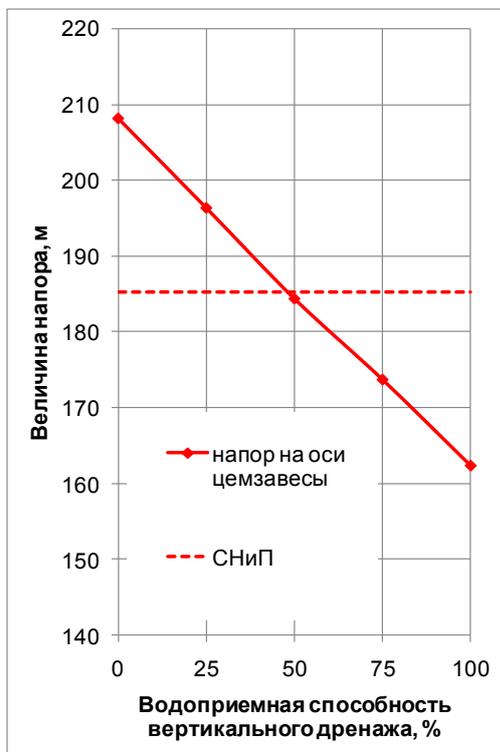


Рисунок 3. Зависимость напора (противодавления) от водопримной способности дренажа в контрольной точке, расположенной на оси цементационной завесы

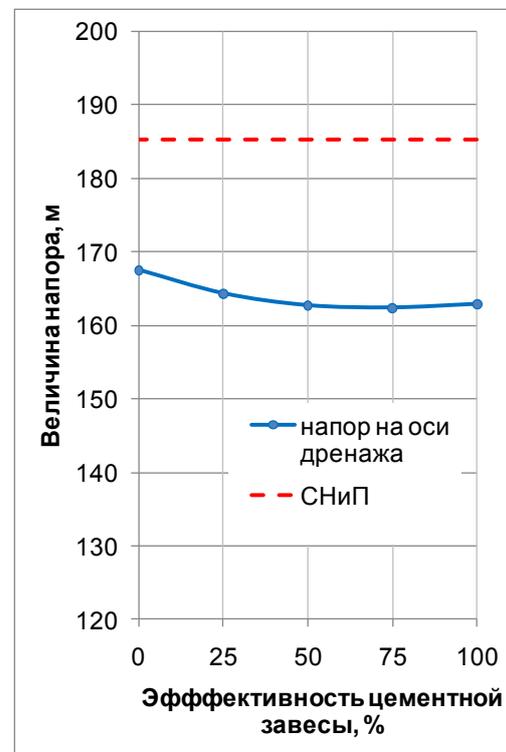


Рисунок 4. Зависимость напора (противодавления) от проницаемости вертикальной цементационной завесы в контрольной точке, расположенной на оси вертикального дренажа

Результаты анализа эффективности отдельного и совместного функционирования защитных элементов приведены также для ряда промежуточных значений в соответствии с планом эксперимента (см. таблицу): 0, 25, 50, 75 и 100 % эффективности. В абсолютных значениях коэффициент фильтрации цемзавесы менялся от 0,04 до 0,0001 м/сут, проводимость блоков с модулем дрена – от 10^{-5} до 1,0 м²/сут. Результаты расчетов представлены на рисунках 5–7, иллюстрирующих, что при одновременном снижении параметров эффективности защитного действия вертикального дренажа и цемзавесы допустимые значения противодействия на основании ГТС наблюдаются при эффективности защитных мероприятий не менее 50–60 %.

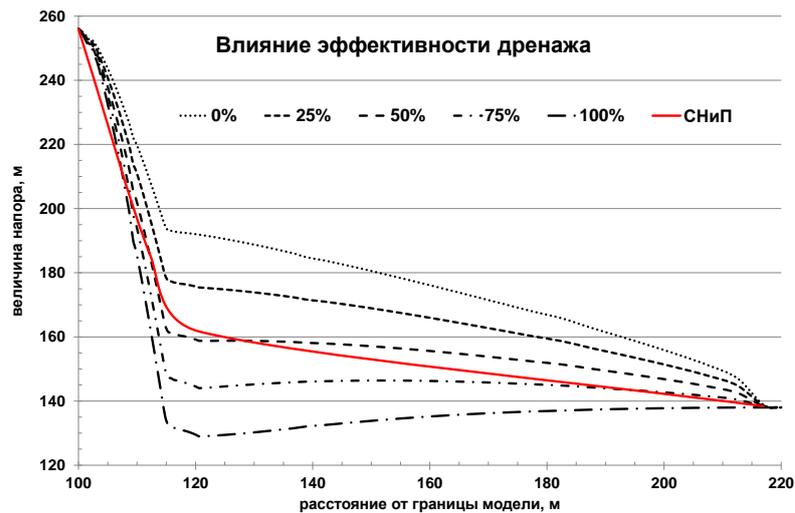


Рисунок 5. Распределение напоров в основании ГЭС при различной степени эффективности вертикального дренажа ($H=f(\eta_{дрен})$)

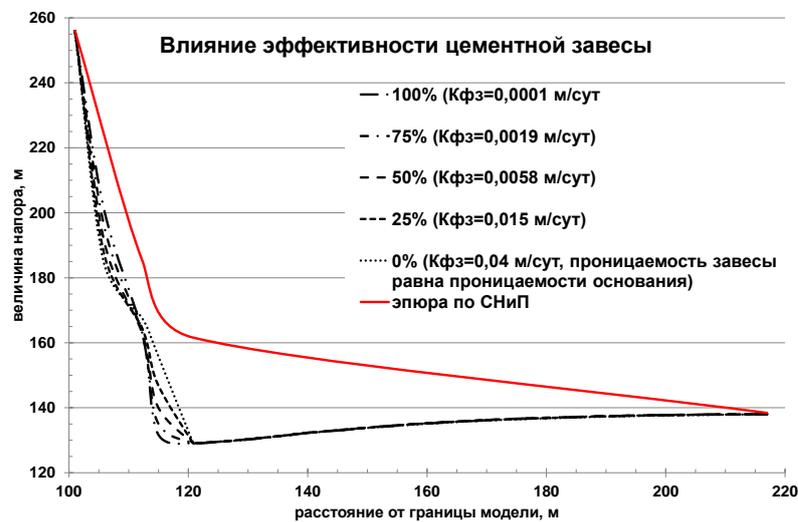


Рисунок 6. Распределение напоров в основании ГЭС при различной степени эффективности цементзавесы ($H=f(\eta_{нфз})$)

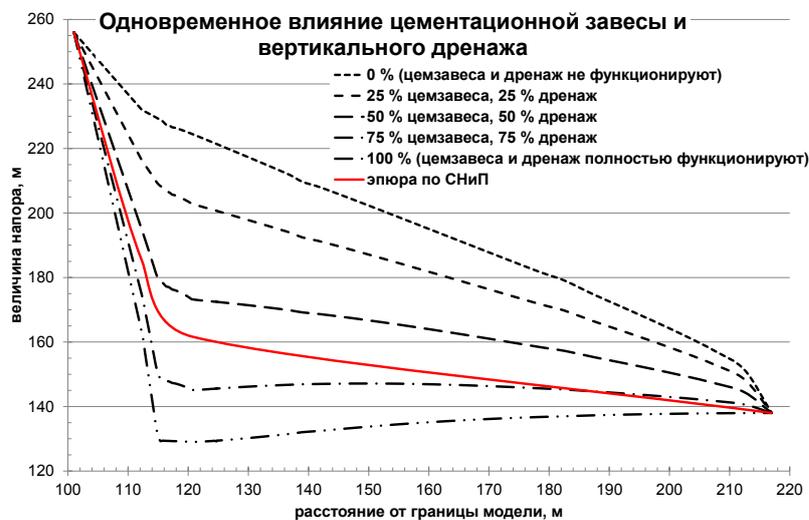


Рисунок 7. Распределение напоров в основании ГЭС при различной степени эффективности вертикального дренажа и цементзавесы ($H = f(\eta_{нфз}, \eta_{дрен})$)

Сольский С.В., Новицкая О.И., Кубетов С.В. Оценка эффективности дренажных и прогнитофильтрационных устройств бетонных плотин на скальном основании (на примере Бурейской ГЭС)

Для оценки совместной работы дренажа и ПФУ по результатам вариантного моделирования разработаны графические зависимости, по которым можно определять значения $\eta_{дрен}$ и $\eta_{пфз}$ во всем диапазоне их эффективности (от 0 до 100 %) при одновременной работе этих элементов подземного контура бетонной плотины.

Таким образом, в рамках проведенных исследований выполнена оценка степени влияния эффективности дренажных и противофильтрационных мероприятий на величину фильтрационного противодействия на бетонное основание плотины как по отдельности, так и совместно для полного ряда состояний защитных устройств. Прогнозные графики, полученные в результате анализа оценок состояния дренажа и ПФУ, предлагается использовать в качестве прогнозных математических моделей показателей состояния ГТС. Так, из полученных графиков для данного сечения видно, что влияние противофильтрационной завесы во всем диапазоне значений эффективности (от 0 до 100 %) не превышает допустимой величины противодействия при условии полной работоспособности дренажа. В связи с чем выделение критериев K1 и K2 отдельно для противофильтрационной завесы не целесообразно. При этом из графика видно, что для вертикального дренажа критическим (превышающим величину допустимого противодействия) значением эффективности работы является уже 50 % при полной работоспособности противофильтрационной завесы. Следовательно, для эффективности дренажа можно выделить критерии безопасности K1 = 75 % и K2 = 60 %.

Также следует отметить, что разработанная авторами методика позволяет выделить приоритеты при определении состава и объема мероприятий по ремонтам и/или реконструкции элементов гидротехнических сооружений и сделать ранее используемые подходы (опытная оценка, финансовые критерии, экономическая целесообразность) [37] более взвешенными и обоснованными.

Выводы

1. Разработана методика отдельной оценки эффективности дренажных и противофильтрационных элементов оснований бетонных плотин при их совместной работе, использующая систему коэффициентов эффективности противофильтрационной и дренажной завес и охватывающая не только пограничные условия функционирования защитных элементов, но и полный диапазон изменения их работоспособности от 0 до 100 %.

2. Применение предложенной методики проиллюстрировано на примере секции 29 водосбросной плотины Бурейской ГЭС. Анализ результатов выполненных исследований подтверждает сделанный ранее вывод о преобладающем влиянии дренажной завесы на обеспечение допустимого противофильтрационного давления на подошву ГТС. В частности отмечено, что при условии определяющего значения дренажной завесы Бурейской ГЭС:

- с точки зрения обеспечения безопасной эксплуатации ГТС недопустимо снижение коэффициента эффективности дренажа ниже 50 %; совместное применение дренажа и цементационной завесы повышает эффективность защитных мероприятий в целом;
- при коэффициенте эффективности дренажа более 85 % противодействие на подошву ГТС остается в пределах допустимых значений даже при полной деградации цементной завесы.

3. Даны рекомендации по назначению значений критериев безопасности K1 и K2 для эффективности работы дренажных и противофильтрационных устройств для данного сечения.

Литература

1. Распоряжение Правительства Российской Федерации № 1715-р от 13 ноября 2009. «Энергетическая стратегия России на период до 2030 года».
2. Федеральный закон РФ «О безопасности гидротехнических сооружений» от 21.07.1997. №117-ФЗ.
3. Инструкция о порядке определения критериев безопасности и оценки состояния ГТС накопителей жидких промышленных отходов на поднадзорных Госгортехнадзору России производствах, объектах и в организациях. Утв. постановлением №1 Госгортехнадзора России от 04.02.2002.

4. Методика определения критериев безопасности гидротехнических сооружений, РАО «ЕЭС России». М., 2000.
5. Risk Assessment as an Aid to Dam Safety Management. Rev. No. 9, ICOLD, 24.08.99.
6. Li T., Sun L., Zhao L. Research on Reasonable Selection of Strength on Concrete Dam Safety Evaluation // Earth and Space. 2012. Pp. 944–953.
7. Scott G. The Practical Application of Risk Assessment to Dam Safety // Geo-Risk 2011. Pp. 129–168.
8. Кубетов С.В. Вероятностная оценка надежности отдельных элементов дренажной системы // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2014. Т. 270. С. 18–25.
9. Даишев Т.И., Бишоф Э.А. и др. Справочник по эксплуатации мелиоративных систем Нечерноземной зоны РСФСР. Л.: Агропромиздат. Ленинградское отд., 1987. 263 с.
10. Мясков А.В., Гуревич А.И., Плавник Ю.М., Пшеничников В.А. Исследование водоприемной способности бестраншейного дренажа с фильтрующими элементами и влияние механического кольматажа на качество и надежность осушительной регулирующей сети // Вопросы проектирования бестраншейного дренажа: Труды СевНИИГиМ. Ленинград, 1982. С. 3–27.
11. Сольский С.В. Обоснование параметров дренажных конструкций с учетом неоднородностей в придренной зоне: Автореф. дисс....канд. техн. наук. СПб, 1992. 13 с.
12. Rashed A., El-Sayed E. Simulating Agricultural Drainage Water Reuse Using QUAL2K Model: Case Study of the Ismailia Canal Catchment Area, Egypt // Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 2014. Vol. 140(5). 05014001.
13. ВСН 045-72. Указания по проектированию дренажа подземных гидротехнических сооружений // Гидропроект им. С.Я. Жука. М., 1973. С. 63–65.
14. Сольский С.В. Основные технические решения по ремонту и реконструкции дренажа грунтовых плотин // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2004. Т. 243. С.193–203.
15. Bouwer H. Infiltration of water into nonuniform soil // Journal of Irrigation and Drainage Engineering Division. 1969. Vol. 95. No. IR4. Pp. 451–462.
16. Lehr J.H. Ground water movement // Journal American Water Works Association. 1969. Vol. 60. No. 3. Pp. 281–285.
17. Нумеров С.Н., Панасенко Л.А. О фильтрации грунтовых вод в горизонтальном напорном пласте, перекрытом несовершенной полупроницаемой диафрагмой // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1981. Т.146. С.13–21.
18. Павловская Л.Н. Расчет фильтрации под бетонной плотиной с завесой и глубоким дренажом в основании // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1981. Т.146. С. 31–38
19. Павловская Л.Н. О методике обоснования возможности отказа от устройства цементационной завесы в скальном основании бетонной плотины // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1977. Т. 117. С. 95–101.
20. Павловская Л.Н., Кветная И.А. Особенности фильтрации в теле и основании высокой грунтовой плотины и эффективность противотрационной завесы // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1979. Т. 135. С. 27–34.
21. Павловская Л.Н., Фомина Н.Е. Влияние анизотропии скального основания бетонной плотины на фильтрационное давление // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1988. Т. 209. С. 9–13.
22. Павловская Л.Н., Александров М.Г., Сапегин Д.Д. Сопоставление фактических и расчетных фильтрационных характеристик в скальном основании бетонной плотины (на примере плотины Саяно-Шушенской ГЭС) // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2008. Т. 235. С. 95–103.
23. Павловская Л.Н. Противодействие на подошву бетонной плотины на скальном основании // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1996. Т. 231. С. 119–125.
24. Норватов Ю.А., Петрова И.Б., Норватова О.И., Степанова А.С. Прогноз гидродинамического режима при затоплении шахты им. С.М. Кирова на Ленинградском месторождении горючих сланцев // Сб. «Вопросы гидрогеологии и гидрогеомеханики горного производства». СПб.: ВНИИМИ, 1998. С. 113-118.
25. Норватов Ю.А., Петрова И.Б., Норватова О.И. Оптимизация гидрогеологических исследований при разведке и эксплуатации угольных месторождений на базе компьютерных технологий // Сб. «Ресурсный потенциал твердых полезных ископаемых на рубеже XXI века». ВНИГРИУголь, Ростов-на-Дону, 2001. С. 132-137.

Сольский С.В., Новицкая О.И., Кубетов С.В. Оценка эффективности дренажных и противотрационных устройств бетонных плотин на скальном основании (на примере Бурейской ГЭС)

26. Норватова О.И. Методика прогноза гидрогеологических условий затопления угольных шахт на базе численного моделирования геофильтрационных процессов (на примере Восточного Донбасса): Автореф. дисс...канд. техн. наук. СПб., 2005. 23 с.
27. Ломакин Е.А., Мироненко В.А., Шестаков В.М. Численное моделирование геофильтрации. М.: Недра, 1988. 228 с.
28. Штофф В.А. Роль моделей в познании. Ленинград: ЛГУ, 1963. 126 с.
29. Ramm D., Chazan D. A mixed numerical analytical method for groundwater flow simulation // Water Resources Research. 1980. Vol. 16. No. 5. Pp. 871–880.
30. Zhong D.-H., Li M.-C., Song L.-G., Wang G. Enhanced NURBS modeling and visualization for large 3D geoenvironmental applications: An example from the Jinping first-level hydropower engineering project, China // Computers & Geosciences. 2006. Vol. 32(9). Pp. 1270–1282.
31. Trescott P.C., Pinder G.F., Larson S. P. Finite-difference Model for Aquifer simulation in two dimensions with results of numerical experiments // Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey, Book 7. Washington, United States Government Printing Office, 1976. 116 p.
32. Narasimhan T. Numerical Modeling in Hydrogeology // Recent Trends in Hydrogeology. 1982. Special paper No. 189. Geological Society of America, Boulder, Colorado. Pp. 273–296.
33. Remson J., Hornberger G., Molz F. Numerical Methods in Subsurface Hydrology. New-York: Wiley Interscience, 1971. 389 p.
34. Norvatov Y.A., Petrova I.B., Norvatova O.I., Tugarov I.V. Usage of numerical modeling for the analysis and forecast of technological regime of underground water in flooded mines // International Mining Conference 2010 – Advanced Mining for Sustainable Development, 23–25 September 2010. Halong, Vietnam. Pp. 105–109.
35. Hill M. C. MODFLOW/P - A computer program for estimating parameters of a transient, three-dimensional, groundwater flow model using nonlinear regression // U.S. Geological Survey, Open-file report 91-484. Denver, Colorado, 1992. 358 p.
36. Адлер Ю.П., Маркова Е.В., Грановский Ю.В. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. М.: Наука, 1976. 280 с.
37. Воробьева Н.Н., Лопатина М.Г., Кубетов С.В. Проектирование реконструкции вертикального дренажа водосливной плотины Камской ГЭС // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 254. С. 107–113.

*Станислав Викторович Сольский, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)9643605; эл. почта: solsky@yandex.ru*

*Оксана Игоревна Новицкая, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)7896521; эл. почта: o_novickaja@so2.spbaer.ru*

*Станислав Васильевич Кубетов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)5744448; эл. почта: skubetov@proektvodstroj.ru*

© Сольский С.В., Новицкая О.И., Кубетов С.В., 2014

doi: 10.5862/MCE.48.5

Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий

Аспирант Н.В. Баденко,

ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева»;

начальник отдела Е.И. Ваксова,

ОАО «Институт Гидропроект»;

к.т.н., заведующий отделом «Геоинформационные системы и технологии» Т.С. Иванов,

ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева»;

к.т.н., главный эксперт А.А. Ломоносов,

ОАО «Институт Гидропроект»;

старший преподаватель О.Г. Никонова,

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет;

M.Sc., Senior Software Engineer М. В. Петрошенко,

ЗАО ИЦ «Кронштадт»

Аннотация. В статье формулируется проблема определения перспективных регионов для целей гидроэнергетического строительства. Перспективность регионов оценивается лицом, принимающим решение, с применением метода анализа иерархий.

Регионы оцениваются по 23 критериям, характеризующим текущее состояние экономики, энергетики и социально-демографическую ситуацию в регионе, а также их прогнозные значения, которые были получены на основе анализа сборников Росстата, программ развития регионов и программ развития энергетики регионов. В результате оценки каждому исследуемому региону присваивается статус: перспективный, условно перспективный и неперспективный.

Полученные результаты используются в предложенной авторами методике автоматизированного вычисления экономического гидроэнергетического потенциала с использованием ГИС-технологий. Данная методика апробирована при оценке перспективности регионов, входящих в состав Приволжского, Северо-Кавказского, Северо-Западного и Сибирского федеральных округов.

Ключевые слова: гидроэнергетический потенциал; перспективный регион; ГИС; метод анализа иерархий; перспективность ГЭС

Начиная с 70-х гг. XX в. во многих странах ведутся работы по созданию объектов возобновляемой энергетики, функционирующих на традиционных и нетрадиционных источниках энергии. Гидроэнергетика сегодня является одним из основных экологически чистых и возобновляемых источников электроэнергии, следовательно, ее можно отнести к одному из приоритетных направлений развития энергетического комплекса. В мире накоплен колоссальный опыт по проектированию, строительству и эксплуатации ГЭС различной мощности. Одним из лидеров гидроэнергетического строительства являлся СССР. Российская Федерация, как правопреемник СССР, эксплуатирует большое количество гидроэнергетических объектов. В условиях рыночной экономики необходим тщательный подход к выбору стратегии энергетического обеспечения развития регионов. Одним из путей решения указанной проблемы является строительство гидроэлектростанций [1].

В настоящее время в России проводятся крупномасштабные исследования гидроэнергетического потенциала рек для определения местоположения перспективных створов для строительства ГЭС [2, 3]. Во многих странах, например, Словакии, Франции, Италии, Норвегии, США, Канаде, Турции, Малайзии, Южной Африке ведутся работы по оценке гидроэнергетического потенциала рек, составляются международные обзоры [4–9]. Причем значительная часть исследований, ориентированная на решение задач гидроэнергетики, проводится с применением ГИС-технологий [10–18].

Однако последние масштабные исследования гидроэнергетического потенциала рек России, проводившиеся под руководством С.В. Григорьева, А.Н. Вознесенского и Б.Н. Фельдмана, относятся к 1940–80-м годам [19–21]. Многие десятилетия строительство новых ГЭС служило толчком для экономического развития не только отдельных городов, но и целых регионов. Тем не менее, гидроэнергетический потенциал России исследован сравнительно мало. Процент освоенных гидроэнергоресурсов в России составляет около 23,4 %, в то же время в наиболее развитых Баденко Н.В., Ваксова Е.И., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Никонова О.Г., Петрошенко М.В. Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий

странах мира этот процент, как правило, существенно выше: в Германии 95 %, во Франции 95 %, в Италии 95 %, в Великобритании 90 %, в Японии 84 %, в США 82 %, в Канаде 65 % [22].

Большая часть гидроэнергетического потенциала России сосредоточена в Восточной Сибири и на Дальнем Востоке – в бассейнах Енисея, Лены и Амура. На Енисее и его крупнейших притоках – Ангаре, Нижней и Подкаменной Тунгуске – возможно строительство свыше десятка мощных ГЭС совокупной мощностью более 30 ГВт и выработкой более 100 млрд кВт·ч, электроэнергия с которых может быть проведена на Урал и далее в европейскую часть страны по линиям постоянного и переменного тока сверхвысокого напряжения. Строительство ГЭС на Дальнем Востоке связано с развитием проектов по добыче и переработке полезных ископаемых. В европейской части страны возможно освоение неиспользованной части гидроэнергетического потенциала путем строительства средних и малых ГЭС, особенно на Северном Кавказе, Северо-Западе и Урале [23].

Авторами настоящей статьи предложена методика оценки гидроэнергетического потенциала рек с применением ГИС-технологий на основе бассейново-ландшафтного подхода, при котором границы водохозяйственных участков – это естественные водоразделы, являющиеся необходимым условием для определения водосборной площади рек на рассматриваемой территории [24, 25].

Задача по обоснованию экономической целесообразности строительства гидроэнергетических объектов в том или ином регионе, очевидно, является многокритериальной [26, 27]. Причем одним из важнейших является критерий, отражающий достаточный экономический гидропотенциал рек, т. е. ту часть гидропотенциала рек, использование которой экономически оправдано в конкретном месте.

При решении задачи об определении экономического гидропотенциала рек регионов, прежде всего, должна быть решена задача об оценке перспективности регионов для целей гидроэнергетического строительства.

Авторами была разработана методика оценки перспективности гидроэнергетического строительства в субъектах РФ (регионах) на основе экономических, энергетических, социально-демографических данных. Для этого был разработан ГИС-модуль, позволяющий графоаналитическим способом оценить перспективность каждого исследуемого региона. Апробация методики проведена на основе данных о регионах, входящих в состав Северо-Кавказского, Северо-Западного, Приволжского и Сибирского федеральных округов.

При решении рассматриваемой задачи были сформулированы рамочные требования к регионам, пригодным для гидроэнергетического строительства:

- 1) максимальное производство и потребление электроэнергии в регионе электростанциями различного типа;
- 2) наличие положительной тенденции социально-демографических показателей региона;
- 3) наличие положительной динамики в демографической ситуации в регионе;
- 4) наличие потенциальных потребителей электроэнергии в регионе;
- 5) преобладание благоприятных комплексных показателей региона;
- 6) наличие положительной динамики в росте экономических показателей региона.

Основываясь на указанных требованиях, мы сформулировали 23 критерия, характеризующие текущее состояние экономики, энергетики и социально-демографическую ситуацию в регионе, а также их прогнозные значения, которые были получены на основе анализа сборников Росстата, программ развития регионов и программ развития энергетики регионов (рис. 1). Сопоставление данных проводилось по линиям линейной регрессии и медианным значениям за период 2007–2018 гг. На рисунке 2 представлены гистограммы изменения критерия «электропотребление» для Красноярского края в текущих (2007–2011 гг.) и прогнозных значениях (2012–2018 гг.) с построением аппроксимации – линий линейной регрессии, по углу наклона которых определяется динамика изменения показателя за исследуемый период.



Рисунок 1. Критерии системы оценки, принятые в модуле «Заполнение таблиц по субъектам РФ»: – по линиям линейной регрессии; – по медианным значениям

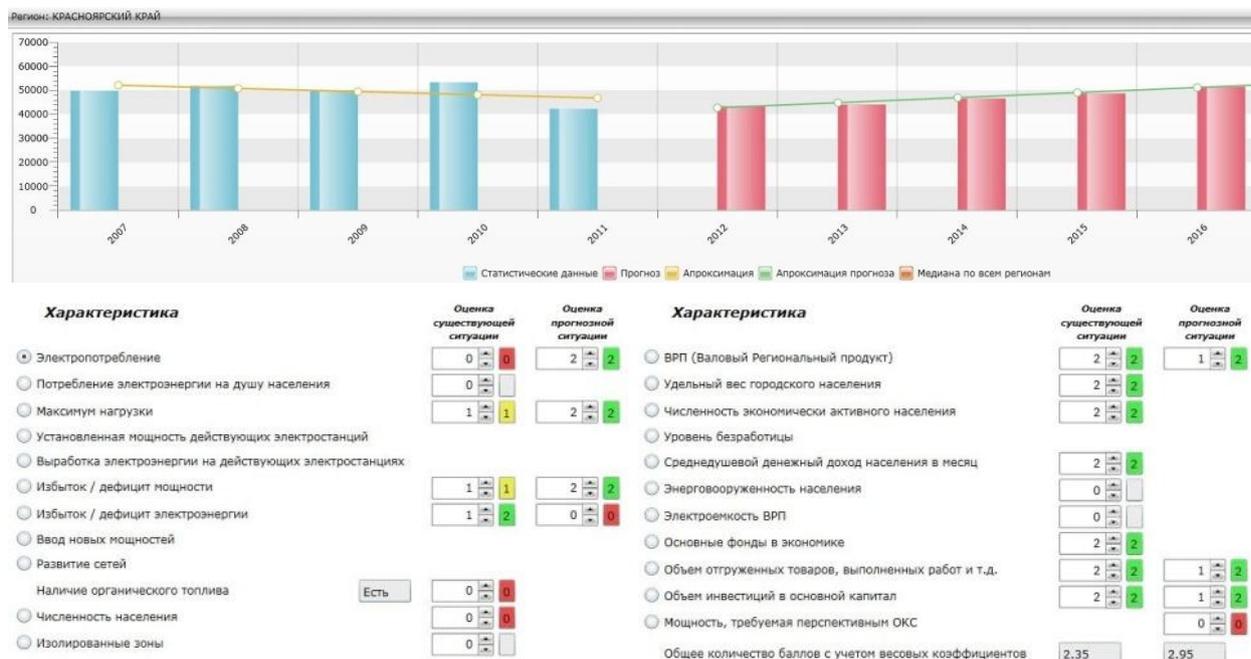


Рисунок 2. Аналитическая справка показателя «электропотребление» по региону на примере Красноярского края: 0 – динамика показателя отрицательная; 1 – динамика без изменений; 2 – положительная динамика

В основу настоящей методики положен метод анализа иерархий, предложенный американским математиком Т. Саати в 1972 г. Метод предназначен для решения многокритериальных задач с конечным множеством возможных векторов и позволяет осуществлять сравнение вариантов без их оценки по абсолютной шкале [28].

Метод заключается в декомпозиции проблемы на все более простые составляющие части и дальнейшей обработке последовательности суждений лицом, принимающим решение (в предложенной методике – эксперта), по парным сравнениям. В результате может быть численно выражена относительная степень (интенсивность) взаимодействия элементов в иерархии. В соответствии с методом эксперт проводит попарные сравнения всех критериев с

помощью шкалы относительной важности, выражая количественным значением степень превосходства одного критерия по отношению к другому. При этом формируется матрица парных сравнений критериев. Затем аналогично проводится парное сравнение альтернатив по каждому критерию, формируются матрицы парных сравнений альтернатив. Вычислив собственные векторы матриц парных сравнений, проведя нормирование его элементов, можно получить весовые коэффициенты критериев и альтернатив.

Ввиду сложности системы и многообразия учитываемых критериев, представленных на рисунке 1, последние были собраны в группы согласно описанным рамочным требованиям. Весовые коэффициенты рассчитывались для каждой группы критериев.

Каждый рассматриваемый регион был оценен по 23 критериям, разбитым на 6 групп, с помощью разработанного ГИС-модуля. В частности, на интерактивной карте ГИС-модуля выбирался регион исследования (рис. 3), в специальные формы заносились данные из сборников Росстата, программ развития региона и программ развития энергетики региона (рис. 4). Затем выводилась аналитическая справка, отражающая текущее состояние и динамику развития исследуемого региона относительно каждого критерия (рис. 2).

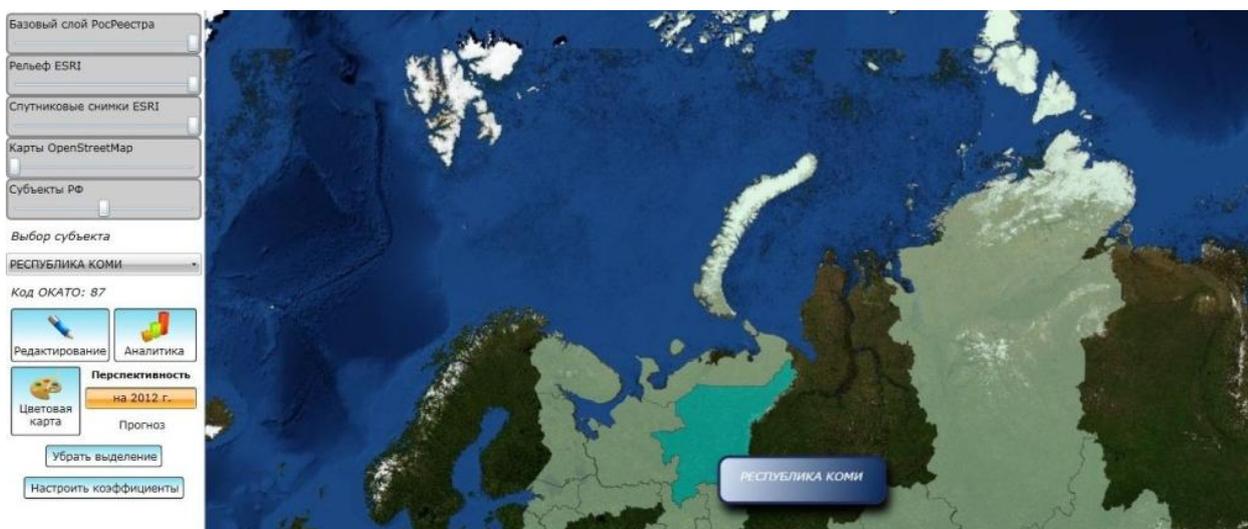


Рисунок 3. Выбор региона для анализа на интерактивной карте на примере Республики Коми

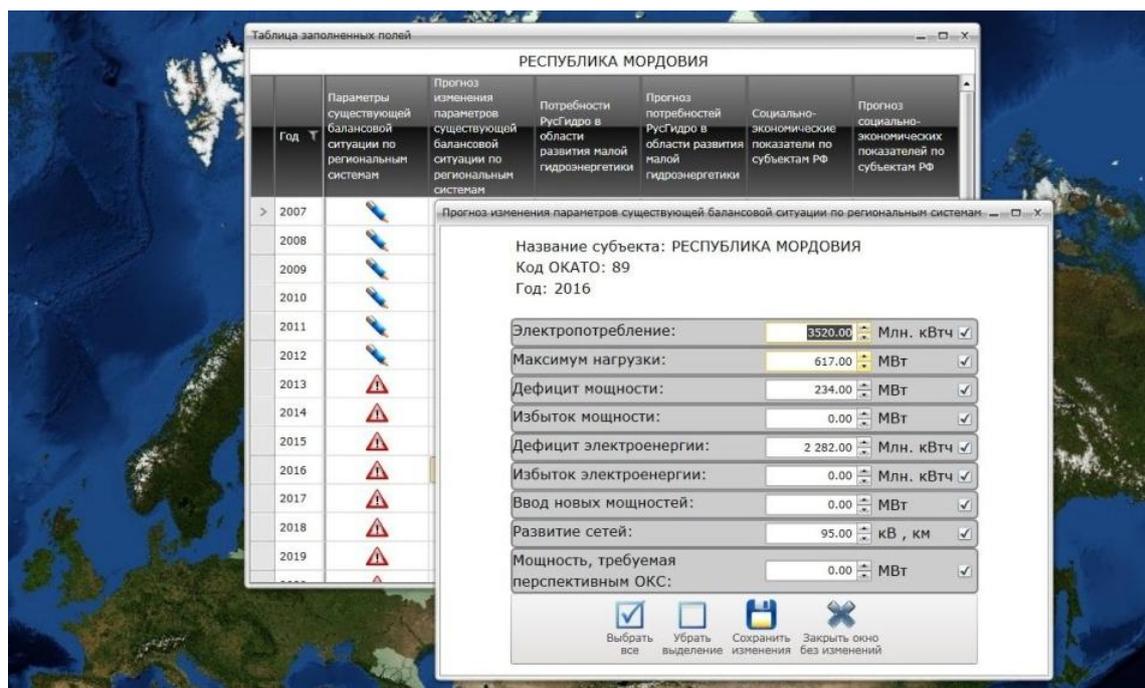


Рисунок 4. Пример занесения данных существующих по Республике Мордовия

Баденко Н.В., Вакова Е.И., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Никонова О.Г., Петрошенко М.В. Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий

Каждому критерию исследуемого региона присваивалось определенное численное значение, отражающее динамику изменения критерия в регионе (ниже базового, без изменений, выше базового; есть, нет).

Далее для исследуемого региона рассчитывался региональный суммарный коэффициент перспективности ($K_{сумм}$) как сумма произведений весовых коэффициентов, отражающих важность критериев одной группы и суммы значений критериев данной группы:

$$K_{сумм} = \sum_{i=1}^n (K_{группы} * W_i) , \quad (1)$$

где $K_{группы}$ – сумма значений критериев i -й группы:

$$K_{группы} = \sum_{j=1}^m (K_j) ; \quad (2)$$

n – количество групп критериев;

W_i – весовой коэффициент влияния критериев i -й группы;

W_1 – производство и потребление электроэнергии в регионе;

W_2 – социально-демографические характеристики региона;

W_3 – демографическое состояние региона;

W_4 – наличие потенциальных потребителей электроэнергии, вырабатываемой МГЭС;

W_5 – экономическое состояние региона;

W_6 – комплексные критерии;

m – количество критериев в одной группе;

K_j – значение j -го критерия в одной группе.

Весовые коэффициенты (W_i) и пороговые значения коэффициентов перспективности ($K_{сумм}^{НП}$, $K_{сумм}^{УП}$), отражающих наличие положительной динамики в конкретном регионе по каждому из критериев, были определены с применением метода анализа иерархий.

Для декомпозиции проблемы определения перспективности исследуемых регионов было составлено дерево иерархий, состоящее из двух уровней.



Рисунок 5. Дерево иерархий

Цель создания дерева иерархий – определение соотношения числа перспективных, условно перспективных (т. е. строительство возможно, но требуется более детальный анализ, в том числе анализ возможности дополнительных государственных субсидий, поддержки строительства на региональном уровне) и неперспективных регионов для гидроэнергетического строительства с вычислением коэффициентов важности групп критериев Г1–Г6 на основании мнения эксперта. Зная описанное соотношение, можно определить пороговые значения коэффициентов перспективности регионов ($K_{сумм}$) при отнесении регионов к одному из трех классов. Задача Баденко Н.В., Ваксова Е.И., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Никонова О.Г., Петрошенко М.В. Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий

эксперта – высказать свое мнение о важности учета групп критериев Г1–Г6 при определении перспективности каждого региона.

При составлении матрицы парных сравнений первого уровня эксперту предлагалось оценить соотношение неперспективных, условно перспективных и перспективных регионов. В результате обработки данных были рассчитаны локальные приоритеты первого уровня, показывающие, как, по мнению эксперта, могут распределиться все рассматриваемые регионы.

Далее эксперту было предложено произвести попарное сравнение важности групп критериев Г1–Г6 для присвоения статуса перспективности региону. Заполняя таблицу парных сравнений, эксперт указывал, во сколько раз важность одной группы критериев больше другой.

Свое мнение эксперт выражал, используя Шкалу относительной важности, разработанную Саати и Кернсом для метода анализа иерархий (табл. 1) [28, 29].

Таблица 1. Шкала относительной важности

Интенсивность относительной важности	Пояснение
1	Равная важность
3	Умеренное превосходство одного над другим
5	Существенное или сильное превосходство
7	Значительное превосходство
9	Очень сильное превосходство
2, 4, 6, 8	Промежуточные решения между двумя соседними суждениями (применяются в компромиссном случае)
Обратные величины приведенных выше чисел	Если при сравнении первого элемента со вторым получено одно из вышеуказанных чисел (например, 3), то при сравнении второго элемента с первым получим обратную величину (т. е. 1/3)

В результате были получены коэффициенты важности первого уровня, отражающие соотношение перспективных, условно перспективных и неперспективных регионов.

Далее эксперт высказывал свое мнение о том, насколько важны группы критериев Г1–Г6 при определении перспективности регионов. На основе его ответов были составлены три матрицы парных сравнений второго уровня. В результате обработки были рассчитаны три набора локальных коэффициентов важности второго уровня. Каждый набор отражал распределение важности групп критериев Г1–Г6 для неперспективных, условно перспективных и перспективных регионов.

Описанный алгоритм был реализован средствами программы Mathcad с учетом мнения лиц, принимающих решения, были составлены матрицы парных сравнений важности групп критериев перспективности (Г1–Г6).

Эксперт указывает:
во сколько раз важность Г1 больше Г2 (d12)
...
во сколько раз важность Г5 больше Г6 (d56)

$P := \begin{pmatrix} 1 & d_{12} & d_{13} & d_{14} & d_{15} & d_{16} \\ \frac{1}{d_{12}} & 1 & d_{23} & d_{24} & d_{25} & d_{26} \\ \frac{1}{d_{13}} & \frac{1}{d_{23}} & 1 & d_{34} & d_{35} & d_{36} \\ \frac{1}{d_{14}} & \frac{1}{d_{24}} & \frac{1}{d_{34}} & 1 & d_{45} & d_{46} \\ \frac{1}{d_{15}} & \frac{1}{d_{25}} & \frac{1}{d_{35}} & \frac{1}{d_{45}} & 1 & d_{56} \\ \frac{1}{d_{16}} & \frac{1}{d_{26}} & \frac{1}{d_{36}} & \frac{1}{d_{46}} & \frac{1}{d_{56}} & 1 \end{pmatrix}$	<p>Проверка индекса совместности</p> <p>CI = 0.1</p> <p>Получили коэффициенты для P регионов:</p> <table style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 80%;">wr1 – весовой коэффициент для Г1</td> <td rowspan="6" style="vertical-align: middle;"> $w_{1p} = \begin{pmatrix} 0.19 \\ 0.08 \\ 0.09 \\ 0.48 \\ 0.07 \\ 0.1 \end{pmatrix}$ </td> </tr> <tr> <td>wr2 – весовой коэффициент для Г2</td> </tr> <tr> <td>wr3 – весовой коэффициент для Г3</td> </tr> <tr> <td>wr4 – весовой коэффициент для Г4</td> </tr> <tr> <td>wr5 – весовой коэффициент для Г5</td> </tr> <tr> <td>wr6 – весовой коэффициент для Г6</td> </tr> </table>	wr1 – весовой коэффициент для Г1	$w_{1p} = \begin{pmatrix} 0.19 \\ 0.08 \\ 0.09 \\ 0.48 \\ 0.07 \\ 0.1 \end{pmatrix}$	wr2 – весовой коэффициент для Г2	wr3 – весовой коэффициент для Г3	wr4 – весовой коэффициент для Г4	wr5 – весовой коэффициент для Г5	wr6 – весовой коэффициент для Г6
wr1 – весовой коэффициент для Г1	$w_{1p} = \begin{pmatrix} 0.19 \\ 0.08 \\ 0.09 \\ 0.48 \\ 0.07 \\ 0.1 \end{pmatrix}$							
wr2 – весовой коэффициент для Г2								
wr3 – весовой коэффициент для Г3								
wr4 – весовой коэффициент для Г4								
wr5 – весовой коэффициент для Г5								
wr6 – весовой коэффициент для Г6								

Рисунок 6. Определение комбинации весовых коэффициентов важности групп критериев перспективности на примере расчета для перспективных регионов

Баденко Н.В., Вакова Е.И., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Никонова О.Г., Петрошенко М.В. Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий

Для матриц парных сравнений были рассчитаны собственные числа заданной матрицы, а затем проведена проверка индекса совместности, который не может превышать значения 0,1 для принятой шкалы оценки. Составлена система линейных уравнений и найдено решение для нее в виде столбца нормированных весовых коэффициентов важности групп критериев перспективности (Г1–Г6). На рисунке 6 представлен пример расчетов для матрицы парных сравнений перспективных регионов.

В результате проведенных вычислений были определены весовые коэффициенты групп критериев Г1–Г6 (W_i), отражающие важность критериев каждой группы, представленные на рис. 7, а также соотношение (доли) перспективных, условно перспективных и неперспективных регионов ($W^{П}$, $W^{УП}$, $W^{НП}$).

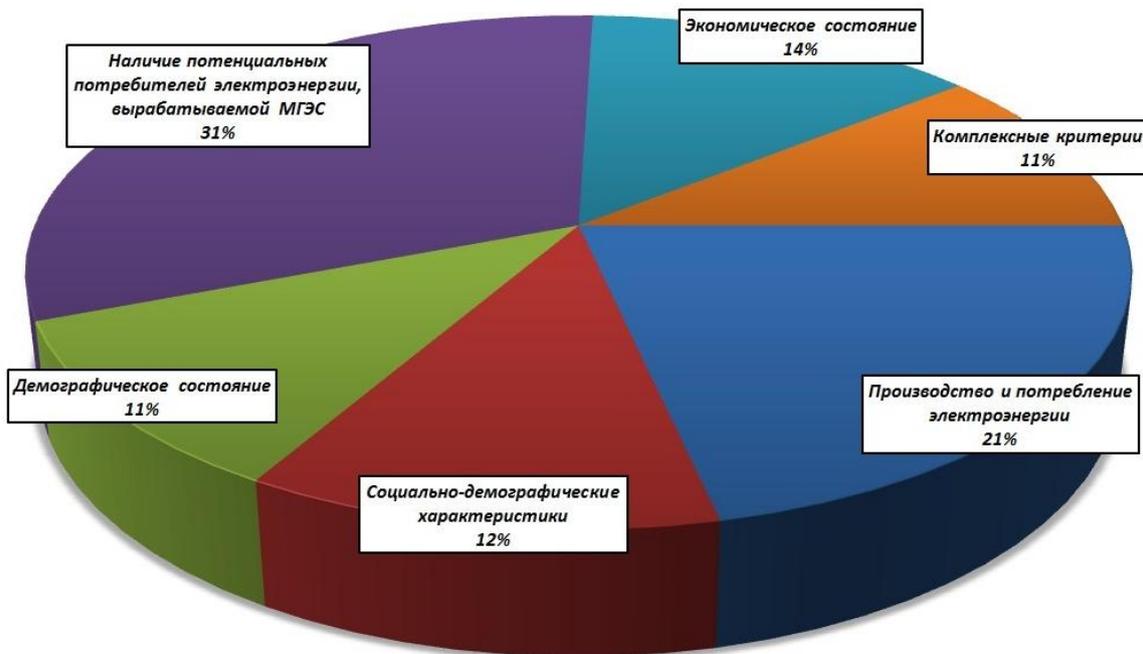


Рисунок 7. Значения весовых коэффициентов важности групп критериев, определенные с учетом мнения эксперта

Анализ перспективности региона проводился при сопоставлении суммарных коэффициентов перспективности регионов ($K_{\text{сумм}}$) с пороговыми значениями.

Пороговые значения $K_{\text{сумм}}$ определены исходя из его теоретически возможного значения и коэффициентов важности первого уровня:

$$K_{\text{сумм}}^{\text{макс}} = \sum_{i=1}^m (2 * m_i * W_i), \quad (3)$$

где 2 – максимально возможное значение критерия;

m_i – количество критериев в i -й группе;

W_i – весовой коэффициент влияния критериев i -й группы.

Пороговое значение $K_{\text{сумм}}$ при отнесении регионов к неперспективным и условно перспективным:

$$K_{\text{сумм}}^{\text{НП}} = W^{\text{НП}} * K_{\text{сумм}}^{\text{макс}}, \quad (4)$$

где $W^{\text{НП}}$ – весовой коэффициент влияния критериев для неперспективных регионов;

$K_{\text{сумм}}^{\text{макс}}$ – теоретически возможное значение $K_{\text{сумм}}$.

Пороговое значение $K_{\text{сумм}}$ при отнесении регионов к условно перспективным и перспективным:

$$K_{\text{сумм}}^{\text{УП}} = K_{\text{сумм}}^{\text{НП}} + W^{\text{УП}} * K_{\text{сумм}}^{\text{макс}}, \quad (5)$$

Баденко Н.В., Ваксова Е.И., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Никонова О.Г., Петрошенко М.В. Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий

где $W^{УП}$ – весовой коэффициент влияния критериев для условно перспективных регионов;

$K_{сумм}^{макс}$ – теоретически возможное значение $K_{сумм}$.

Таким образом, при сопоставлении $K_{сумм}$ регионов с пороговыми значениями все исследуемые регионы были отнесены к перспективным, условно перспективным или неперспективным (табл. 2).

Таблица 2. Классификация перспективности регионов

Название класса	Значение класса
перспективный	$K_{сумм} > K_{сумм}^{УП}$
условно перспективный	$K_{сумм}^{НП} \leq K_{сумм} \leq K_{сумм}^{УП}$
неперспективный	$K_{сумм} < K_{сумм}^{НП}$

По итогам проведенных вычислений ГИС-модуль присваивает цветовое обозначение каждому региону по шкале: перспективен, условно перспективен, неперспективен (рис. 8).

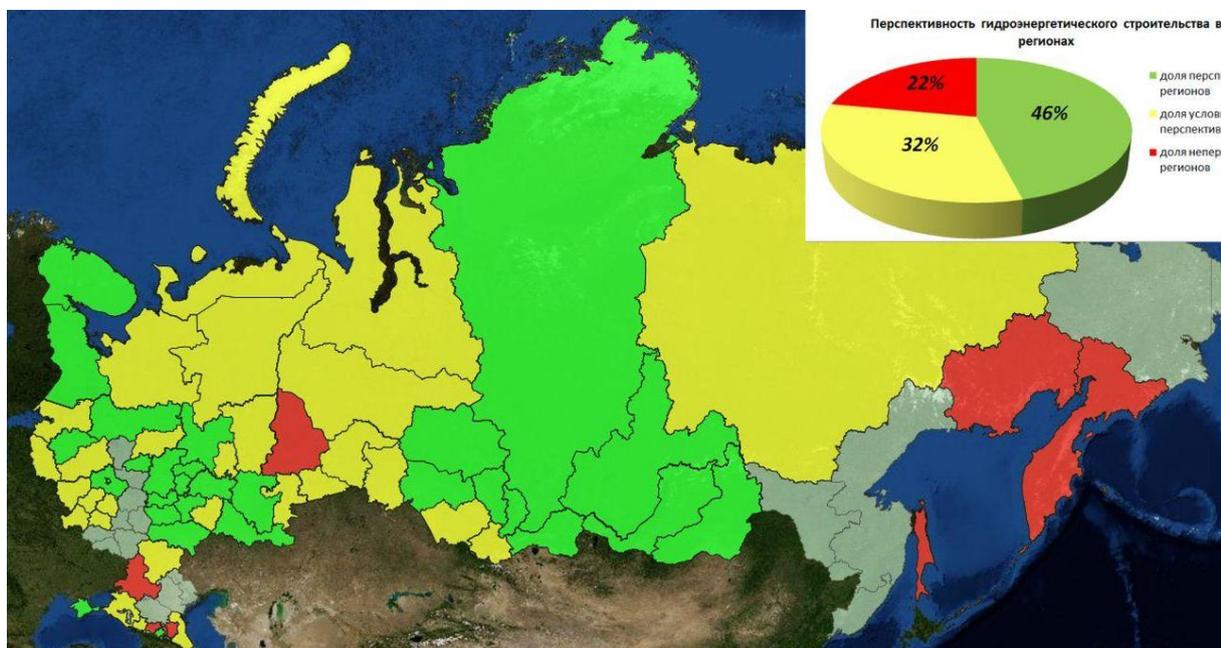


Рисунок 8. Карта перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ (зеленый – перспективно, желтый – условно перспективно, красный – неперспективно, серый – данные отсутствуют)

В последующих расчетах экономического гидропотенциала анализируются только перспективные и условно перспективные регионы.

Выводы

Предложенная методика оценки перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ, основанная на методе анализа иерархий, позволяет проводить оценку текущего и прогнозного состояния регионов РФ. В результате ее применения рассчитываются коэффициенты перспективности для каждого исследуемого региона, а также определяются пороговые значения указанного коэффициента при отнесении регионов к неперспективным, условно перспективным и перспективным. Сопоставление результатов классификации регионов с данными оценки, произведенной экспертом по традиционной методике, имеет хорошую сходимость.

Предложенная методика является особенно эффективной на начальных этапах обоснования возможности гидроэнергетического строительства, когда потенциальный собственник или инвестор только намеревается инициировать новый проект.

Баденко Н.В., Ваксова Е.И., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Никонова О.Г., Петрошенко М.В. Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий

При большом количестве вариантов (исследуемых регионов) методика позволяет отсеять неперспективные варианты, чем существенно уменьшает объем работы и анализа на последующих этапах.

Особенностью подхода является возможность избежать точной оценки альтернатив по критериям, ограничившись лишь выражением превосходства альтернатив относительно друг друга. Эта возможность особенно важна в условиях, когда по целому ряду критериев оценка может быть дана в виде набора характеристик, графиков зависимости, словесного описания.

Преимуществом методики является возможность закладывать дополнительные критерии оценки, а также доступ к первичным данным, обосновывающим полученный результат.

Литература

1. Васильев Ю.С., Елистратов В.В., Кубышкин Л.И. и др. Использование водной энергии (учебник для вузов). М.: Энергоатомиздат, 1995. 608 с.
2. Малые ГЭС [Электронный ресурс]. URL: <http://www.rushydro.ru/industry/res/tidal> (дата обращения: 12.05.2014).
3. Шестопалов П.В. Почему гидроэнергетический потенциал Северного Кавказа используется лишь на треть? // Энергополис. 2012. №7-8. С. 36–37.
4. Punys P., Dumbrasukas A., Kvaraciejus A., Vyciene G. Tools for small hydropower plant resource planning and development: A review of technology and applications // *Energies*. 2011. No. 4(9). Pp. 1258–1277.
5. Hall D.G., Cherry S.J., Reeves K.S., Lee R.D., Carroll G.R., Sommers G.L., Verdin K.L. Water Energy Resources of the United States with Emphasis on Low Head/Low Power Resources. IDAHO National Engineering and Environmental Laboratory. 2004. [Электронный ресурс]. URL: <http://hydropower.inel.gov/resourceassessment/pdfs/03-11111.pdf> (дата обращения: 30.04.2014).
6. Ahmad S., Tahar R.M. Selection of renewable energy sources for sustainable development of electricity generation system using analytic hierarchy process: A case of Malaysia // *Renewable energy*. 2014. Vol. 63. Pp. 458–466.
7. Dudhani S., Sinha A.K., Inamdar S.S. Assessment of small hydropower potential using remote sensing data for sustainable development in India // *Energy policy*. 2006. Vol. 34. Issue 17. Pp. 3195–3205.
8. Patel S. The power potential of Southern Africa // *Power*. February 1, 2014. [Электронный ресурс]. URL: <http://www.powermag.com/the-power-potential-of-southern-africa/> (дата обращения: 30.04.2014)
9. Melikoglu M. Hydropower in Turkey: Analysis in the view of Vision 2023 // *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. 2013. Vol. 25. Pp. 503–510.
10. Hall D.G., Reeves K.S., Brizzee J., Lee R.D., Carroll G.R., Sommers G.L. Feasibility Assessment of the Water Energy Resources of the United States for New Low Power and Small Hydro Classes of Hydroelectric Plants. IDAHO National Engineering and Environmental Laboratory. 2006. [Электронный ресурс] URL: http://hydropower.inel.gov/resourceassessment/pdfs/main_report_appendix_a_final.pdf (дата обращения: 30.04.2014)
11. Hall D.G., Lee R.D. Assessment of Opportunities for New United States Pumped Storage Hydroelectric Plants Using Existing Water Features as Auxiliary Reservoirs. IDAHO National Engineering and Environmental Laboratory. 2014. [Электронный ресурс]. URL: <http://hydropower.inel.gov/resourceassessment/d/pumped-storage-hydro-assessment-report-published-version-20mar14.pdf> (дата обращения: 30.04.2014)
12. Monk R., Joyce S., Homenuke M., Rapid Hydropower Assessment Model: Identify Hydroelectric Sites Using Geographic Information Systems // *Proceedings of the Small Hydro Conference 2009*. Vancouver, Canada. April 2009. Pp. 28–29.
13. Alterach J., Lterach J., Pevani M., Davitti A., Vergata M., Ciaccia G., Fontini F. Evaluation of the remaining hydro potential in Italy // *The International Journal on Hydropower & Dams*. 2009. No. 5. Pp. 56–59.
14. Voksø A. Using GIS to calculate potential for small hydro power plants in Norway // *Proceedings of the XXV Nordic Hydrological Conference, Nordic Association for Hydrology*. Reykjavik, Iceland. 11–13 August 2008. Pp. 477–481.
15. Larentis D.G., Collischonn W., Olivera F., Tucci C.E.M. GIS-based procedures for hydropower potential spotting. *Energy*. 2010. Vol. 35. Issue 10. Pp. 4237–4243.
16. Gergel'ová M., Kuzevičová Z., Kuzevič S. A GIS-based assessment of hydropower potential in hornád basin // *Acta Montanistica Slovaca*. 2013. Vol. 18. Issue 2. Pp. 91–100.

Баденко Н.В., Ваксова Е.И., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Никонова О.Г., Петрошенко М.В. Оценка перспективности гидроэнергетического строительства в регионах РФ на основе метода анализа иерархий

17. Fitzgerald N., Lacal Arántegui R., McKeogh E., Leahy P. A GIS-based model to calculate the potential for transforming conventional hydropower schemes and non-hydro reservoirs to pumped hydropower schemes // Energy. 2012. Vol. 41. Issue 1. Pp. 483–490.
18. Jensen T. Estimation of the Potential for Small Power Plants in Norway. Report No. 19. Norwegian Water Resources and Energy Directorate: Oslo, Norway. 2004.
19. Григорьев С.В. Потенциальные энергоресурсы малых рек СССР. Л.: Гидрометеоиздат, 1946. 115 с.
20. Вознесенский А.Н. Энергетические ресурсы СССР. М.: Наука, 1967. 598 с.
21. Фельдман Б.Н., Михайлов Л.П., Марканова Т.К. Малая гидроэнергетика. М.: Энергоиздат, 1989. 184 с.
22. Гришковец Е. Вечная энергия // Business Guide Гидроэнергетика. Приложение к газете «Коммерсантъ». 2011. №40(95). [Электронный ресурс]. URL: <http://www.kommersant.ru/doc/1756419> (дата обращения: 30.04.2014).
23. Иванов Т.С., Баденко Н.В., Олешко В.А. Геоинформационные методы поиска перспективных створов для строительства ГЭС // Инженерно-строительный журнал. 2013. №4(39). С. 70–82.
24. Баденко Н.В., Бакановичус Н.С., Воронков О.К., Иванов Т.С., Ломоносов А.А., Олешко В.А., Петрошенко М.В. Разработка методологического обеспечения процесса автоматизированного вычисления гидроэнергетического потенциала рек с использованием геоинформационных систем // Инженерно-строительный журнал. 2013. №6(41). С. 62–76.
25. Федоров М.П., Щавелев Д.С. Многокритериальный анализ при технико-экономическом обосновании гидроэнергетических объектов // Известия Российской академии наук. Энергетика и транспорт. 1989. №2. С. 40–47.
26. Арефьев Н.В., Баденко В.Л., Осипов Г.К. Ландшафтно-бассейновый подход к организации экологического мониторинга гидроэнергокомплексов на основе геоинформационных технологий // Гидротехническое строительство. 1998. №11. С. 25–27.
27. Цимбалей Ю.М. Ландшафтно-бассейновый подход при оценке водных ресурсов // Мир науки, культуры, образования. 2008. №4. С. 13–15.
28. Саати Т.Л. Принятие решений при зависимостях и обратных связях: Аналитические сети. М.: Либроком, 2011. 357 с.
29. Малин А.С., Мухин В.И. Исследование систем управления: Учебник для вузов. М.: ГУ ВШУ, 2002. 400 с.

*Николай Владимирович Баденко, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб.: +7(812)493-93-17; эл. почта: badenkonv@vniig.ru*

*Евгения Ильинична Вакова, Москва, Россия
Тел. раб.: +7(945)727-36-48; эл. почта: hydro@hydroproject.ru*

*Тимофей Сергеевич Иванов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб.: +7(812)493-93-17; эл. почта: ivanovts@vniig.ru*

*Алексей Анатольевич Ломоносов, Москва, Россия
Тел. раб.: +(495)727-36-48; эл. почта: a.lomonosov@hydroproject.ru*

*Ольга Геннадьевна Никонова, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)3338056; эл. почта: olganikonova@yandex.ru*

*Максим Владимирович Петрошенко, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(904)6459673; эл. почта: MaxPetroshenko@gmail.com*

© Баденко Н. В., Вакова Е. И., Иванов Т. С., Ломоносов А. А., Никонова О. Г.,
Петрошенко М. В., 2014

doi: 10.5862/MCE.48.6

Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения

*Д.т.н., проф. И.Г. Кантаржи,
Московский государственный строительный университет
к.ф.-м.н., научный сотрудник К.И. Кузнецов,
Институт морской геологии и геофизики ДВО РАН*

Аннотация. Согласно требованиям актуальных российских нормативных документов при определении волновых нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения необходимо использовать расчетные методы, а полученные результаты должны уточняться с помощью натурных измерений и лабораторных исследований. Однако такое требование на практике сталкивается с отсутствием данных натурных измерений для большинства площадок морского гидротехнического строительства.

Кроме того, использование метода эквивалентного расчетного волнения не позволяет сравнивать напрямую расчетные параметры волн с результатами измерений реальных штормов. Для реализации требований норм применяется метод реанализа гидрометеорологических условий для района строительства за период 30–50 лет и затем расчета опасных штормов за этот период.

Такой подход использовался для определения волновых полей в береговой зоне Имеретинской низменности в г. Сочи, для которого проектировался комплекс берегозащитных сооружений. Расчетные параметры волн сравнивались с имеющимися данными буйковых измерений в районе г. Геленджика и измерений, проведенных на береговой волноизмерительной станции в г. Сочи. Для выполнения натурных измерений волн целесообразно использовать придонные датчики давления, которые могут успешно использоваться в осложненных условиях. Для определения поверхностных волн по измерениям давления используются волновые теории.

Ключевые слова: волновые нагрузки на гидротехнические сооружения; уточнение расчетных характеристик; метод реанализа; Имеретинская низменность; придонные датчики давления

Введение

В настоящее время морская гидротехника в России активно развивается. Основные внешние нагрузки на морские гидротехнические сооружения определяются поверхностными волнами и ледовыми полями. Безопасность проектируемых сооружений в значительной степени зависит от корректного определения этих характеристик. При этом привлекаются и расчетные методы, и современные математические модели, а также проводятся натурные наблюдения и лабораторные исследования.

Основным нормативным документом, обеспечивающим определение расчетных параметров волн и льда, является СНиП 2.06.04-82* «Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)», 1984 г. В соответствии со СНиПом используются материалы инженерно-гидрометеорологических изысканий, многолетние натурные наблюдения гидрометеорологических процессов в районе проектирования.

При этом для льда используются непосредственно наблюдения за характеристиками ледовых полей, а для волн применяются наблюдения за полями (скорости и направления) ветра. В связи с этим в состав СНиП 2.06.04-82* было включено «Приложение 1. Обязательное. Элементы волн на открытых и огражденных акваториях». В этом приложении рекомендованы методы расчета элементов волн на глубокой воде по полям ветра, а также волн у сооружения. Так как расчетный метод должен применяться для всего многообразия природных условий шельфа и береговой зоны морей, то были предложены некие осредненные подходы, что отмечалось авторами использованных методов [1, 2]. И хотя эти методы дополнены некоторыми эмпирическими поправками, они остаются осредненными и допускающими непредсказуемые погрешности при применении для конкретных условий района проектирования. Предполагается, что погрешности определения расчетных параметров волн и льда будут компенсированы инженерными запасами, принимаемыми при проектировании.

Однако такой подход слабо применим для наиболее ответственных сооружений. Скорее всего, эти обстоятельства вызвали включение в СНиП 2.06.04-82* следующего требования: «Нагрузки от волн и льда на гидротехнические сооружения I класса, а также расчетные элементы волн на открытых и огражденных акваториях необходимо уточнять на основе натуральных наблюдений и лабораторных исследований». То есть полученные расчетным путем элементы волн необходимо сравнивать с данными натуральных наблюдений в районе строительства и корректировать по результатам такого сравнения. Эта норма относится к наиболее ответственным гидротехническим сооружениям I класса, хотя целесообразно использовать подобное требование и в других случаях существенной волновой нагрузки.

Метод определения расчетных характеристик волн в СНиПе представляет собой метод эквивалентного волнения [3]. В соответствии с функцией распределения скорости ветра по данному волноопасному направлению (режим штормов) определяется расчетный шторм, соответствующий классу сооружения. Этот расчетный шторм принимается эквивалентным режиму штормов для района строительства.

Однако параметры расчетного шторма невозможно напрямую сравнить с данными натуральных измерений волнения в районе площадки строительства, даже если такие данные имеются. Это объясняется тем, что данные измерений относятся к конкретным времени и гидрометеорологическим условиям, а расчетный шторм является виртуальным, эквивалентным с точки зрения определения нагрузки на проектируемое сооружение многолетней последовательности штормов.

Другой подход к определению расчетных параметров волнения на подходе к сооружению использует реанализ с целью восстановления гидрометеорологических условий для района строительства за достаточно длительный предшествующий период (несколько десятилетий) и определения характеристик сильных штормов за этот период [4, 5].

Для определения режимных характеристик волнения в открытом море на подходе к проектируемому объекту используются данные анализа полей ветра за последние 30–50 лет, на основе которых выделяются периоды наиболее сильных штормов в рассматриваемом регионе. Характеристики волн рассчитываются на основе численной модели SWAN. Такой подход, ставший общепринятым в современных зарубежных и российских исследованиях [6, 7], позволяет получить волновые характеристики непосредственно в исследуемом районе, где нет постоянных станций наблюдений за волнением.

При реанализе гидрометеорологических условий устанавливаются характеристики конкретных штормов, которые можно сравнить с данными прямых измерений волнения в регионе. Таким образом, удается выполнить приведенное выше требование СНиПа по уточнению расчетных характеристик волнения сравнением с данными натуральных измерений.

Такой подход является развитием методологии СНиП 2.06.04-82*, так как полученную последовательность штормов можно использовать для построения функций распределения высот и периодов волн. Кроме того, если расчетный шторм обеспеченностью один раз в сто лет (для сооружений I класса) определен на основании данных многолетних наблюдений за ветром, то из последовательности штормов, полученных реанализом, можно выделить шторма, близкие по характеристикам к расчетным.

Реанализ гидрометеорологических условий не противоречит СНиП 2.06.04-82*: согласно распоряжению правительства РФ №1047-р от 21 июня 2010 г., этот СНиП включен в «перечень национальных стандартов и сводов правил, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», но без упомянутого выше приложения 1. Таким образом, данное приложение в настоящее время является не обязательным, а рекомендуемым, а изложенные в нем расчетные методы можно применять в условиях, которые не противоречат ограничениям этих методов.

В случае проектирования сооружений, подверженных волновому воздействию, использование расчетных методов из Приложения 1 к СНиП 2.06.04-82* возможно только для относительно простых условий и требует специального обоснования. Использование этих методов в других случаях приводит к невозможности определить степень достоверности расчетных параметров ветровых волн.

Определение расчетных штормов на примере проекта берегозащиты Имеретинской низменности

В качестве примера применения метода реанализа гидрометеорологических условий для определения расчетных параметров волн приводятся данные по проекту берегозащиты в регионе Имеретинской низменности (Черное море, г. Сочи) [8, 9].

Волновой режим побережья Имеретинской низменности моделируется по многолетним данным полей ветра над Черным морем с последующим расчетом трансформации волн в прибрежной зоне на основе уравнений приближения пологих склонов. Такой подход позволил рассчитать волновые параметры наибольших штормов последних десятилетий непосредственно в береговой зоне Олимпийского комплекса и оценить влияние проектируемых берегозащитных сооружений на изменения волновых характеристик в прибрежной зоне.

Для определения режимных характеристик волнения в открытом море на подходе к Имеретинскому побережью использовались данные анализа полей ветра над Черным морем в 1980–2010 гг., выделялись периоды наиболее сильных штормов за это время в рассматриваемом регионе. Характеристики волн рассчитывались на основе модели SWAN [9]. Этот подход является развитием ранее используемых методов, в которых расчет волновых полей для района Имеретинской низменности основывался на полях ветра, определяемых по данным справочного руководства [10].

Для расчетов характеристик волн на глубоководной границе Имеретинского побережья анализировались данные реанализа NCEP/NCAR полей ветра в период с 1980 по 2010 годы с привлечением данных, уточненных по спутниковым наблюдениям и измерениям волн в регионе.

В качестве основного источника метеорологических данных после 1999 г. использовались метеорологические поля «финального анализа» NCEP [11, 12], в котором проводилась дополнительная корректировка метеополей за счет данных спутниковых дистанционных наблюдений.

Для расчетов волновой моделью SWAN в указанный 30-летний период выбирались периоды сильных ветров, румбов от Южного до Северо-Западного со скоростью ветра 12 м/с и более, которые могут приводить к высоким штормовым волнам на побережье в районе г. Сочи. Ветер оценивался для всей восточной части Черного моря (восточнее Керчи). Всего в период 1979–2010 гг. по указанному критерию было выявлено 67 сильных штормов.

Расчеты волнового поля проводились спектральной моделью SWAN на трех регулярных прямоугольных сетках в сферических координатах (широта – долгота). Первая сетка включает в себя весь район Черного моря. Размер квадратной ячейки первой сетки равен 90 с. Вторая сетка вложена в первую и включает в себя прибрежную зону г. Сочи. Размер ячейки этой сетки составляет 9 с. Третья сетка, вложенная во вторую, покрывает район Имеретинской бухты от устья р. Мзымта до р. Псоу, причем размер ячейки этой сетки также в 10 раз меньше размера ячейки предыдущей (второй) сетки и равен 0.9 с. Батиметрия для расчетных сеток интерполировалась в узлах сеток по общедоступным в сети Интернет топографическим данным GEBCO на 30-секундной сетке, а для прибрежной части Имеретинской бухты использовались глубины, измеренные эхолотом в рамках разработки проекта берегозащиты.

Расчеты производились спектральной моделью SWAN в три этапа – на каждой из трех вложенных сеток с последовательной передачей данных в граничных точках между ними.

По результатам расчетов характеристик 63 самых сильных штормов, выявленных в период 1980–2010 гг., проведен анализ их статистических характеристик по методике ВМО [13, 14, 15]. Для оценки повторяемости штормовых волн в режиме построены графики эмпирических интегральных функций распределения вероятностей высот волн (ИФРВ) у мористой границы прибрежной шельфовой зоны в районе восточной оконечности порта. Переход от ИФРВ к значениям обеспеченности P проводится по формуле $P = 1 - \text{ИФРВ}$, и, соответственно, повторяемость шторма n (количество лет, раз в которые может быть превышено значение данного параметра) $n = 1/P$. Аналогично определялась повторяемость волновых периодов.

Полученные функции распределения высот волн не отличаются от ИФРВ, полученных стандартным методом по данным измерений ветра (СП 38.13330.2012, СНиП 2.06.04-82*).

В таблице 1 представлены 15 самых сильных штормов в указанный период, ранжированных по высоте значительной волны, а в таблице 2 – рассчитанная повторяемость высот и периодов волн в системе штормов.

Таблица 1. Максимальная высота значительных волн и направление подхода волн в 15 самых сильных штормах периода 1980–2010 гг.

№	Год, месяц–день, часы: минуты пика шторма	Высота значительных волн обеспеченностью 13 %	Направление, градусы
1	1993,01–25,00:30	7.02	214
2	1987, 01–27, 08:30	6.67	217
3	1987, 01–03, 08:30	6.66	216
4	1989, 12–07,18:30	6.65	217
5	1983, 03–07, 23:00	6.13	228
6	2006, 03–03, 23:00	5.91	241
7	2011, 11–16, 21:30	5.82	240
8	1998, 02–17, 10:00	5.81	183
9	1995, 01–01, 16:00	5.78	208
10	1999, 12–29, 02:30	5.76	228
11	1983, 12–28, 23:00	5.59	241
12	2007, 11–11, 14:00	5.58	228
13	1992, 01–17, 21:30	5.52	215
14	2001, 02–22.13:00	5.46	217
15	2001, 10–24.07:30	5.42	235

Таблица 2. Параметры значительных волн различной повторяемости в системе у мористой границы порта Имеретинский

Повторяемость, 1 раз в n лет	ИФРВ	H, м	T, с	Даты близкого по параметрам шторма
1	0	3.1	5.7	
5	0.8	5.5	7.5	
10	0.9	5.8	8.0	1995-01-01, 1998-02-17, 1999-12-29, 2006-03-03, 2007-11-11,
25	0.96	6.5	8.4	1989-12-07, . 1987-01-03, 1987-01-27
50	0.98	7.0	9.5	1993-01-25

Как следует из представленных результатов, 15 самых сильных штормов в регионе имеют обеспеченность в режиме 2–20 %. Среднее направление подхода волн к линии береговой зоны по этим 15 штормам – 222 градуса. При этом среднее направление подхода волн четырех самых сильных штормов составляет 216 градусов при отклонениях всего в 1–2 градуса в этой группе. Таким образом, можно заключить, что к морской границе участка Имеретинского побережья с учетом его экспозиции самые высокие волны подходят в основном фронтально.

Тестирование результатов расчетов по данным натурных наблюдений возможно только с привлечением результатов измерений на других участках. Непосредственно в береговой зоне Имеретинской низменности такие измерения не проводились.

Тестирование модели проводилась на основании измерений волнографа – буя Южного отделения ИО АН в районе г. Геленджика для шторма февраля 2003 г. [16]. Буй установлен на глубине 85 м в точке с координатами 44°30.4 с. ш , 37°58.8 в. д. Условия в месте установки буя относятся к глубоководным, поэтому измерения используются для уточнения расчетов по ветро-волновой модели. Расчеты волн в мелководной зоне уточняются с помощью измерений на ВИС «Сочи», а также с помощью физического моделирования.

Значения параметров волн в точке установки буя определялись из результатов расчета на вложенной сетке (с десятикратным сгущением по сравнению с сеткой №1) для района г. Геленджика. Сравнение рассчитанных и измеренных высот волн представлено на рисунке 1 и в таблице 3. Модель SWAN рассчитывает значительные высоту волн и период (13 % обеспеченности), высоты и периоды волн другой обеспеченности рассчитывались по формулам распределения волн различной обеспеченности в системе шторма, представленным в справочном руководстве [16]. В таблице 3 также приведены значения высот и периодов волн 0.1 % обеспеченности, рассчитанные таким способом по значительным параметрам волн.

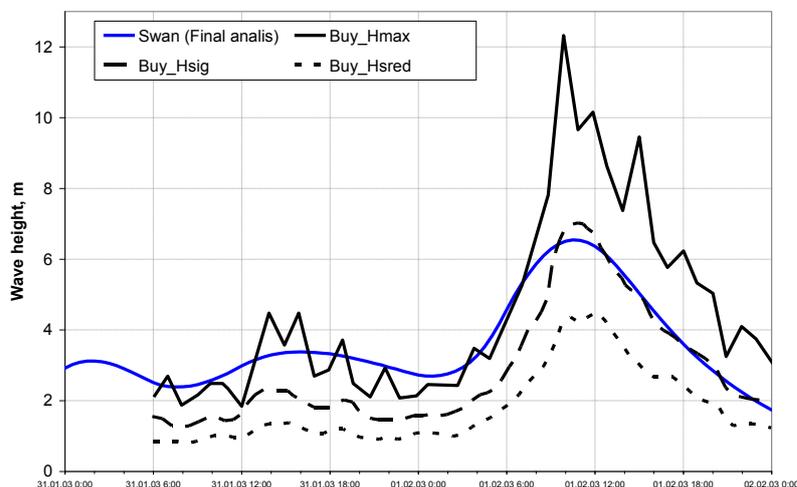


Рисунок 1. Сравнение высот волн, рассчитанных и измеренных волномерным буюм возле г. Геленджика

Таблица 3. Сравнение параметров волн с данными измерений для буя возле г. Геленджик

Характеристики волн Метод определения	Средняя высота волн, м	Средний период, с	Высота значительных волн $h_{13\%}$, м	Период значительных волн $T_{13\%}$, с	Высота волн $h_{0.1\%}$, м	Период $T_{0.1\%}$, с	Пиковый период по SWAN, с
Измеренные	4.32	8.9	7.0		$h_{\max} = 12.34$	10.3	
Рассчитанные по SWAN			6.54	7.89			11.64
Рассчитанные статистически	4.09	8.9			12.15	10,34	

Проводилось также сравнение результатов расчетов с данными волноизмерительной станции (ВИС) «Сочи», которая находится в точке с координатами: 43 град 33 мин 53 с с. ш., 39 град 44 мин 32 с в. д. Наблюдения за волнением моря производятся визуально с помощью перспектметра ГМ-12, установленного в помещении станции. Наблюдения ведутся по металлической свае, установленной на расстоянии 200 м от уреза воды. Глубина моря в месте установки сваи 5 м.

На рисунке 2 представлены результаты сопоставления высот и периодов волн, рассчитанных моделью SWAN, с данными наблюдений на ВИС «Сочи» для экстремального шторма 11 ноября 2007 г.

Проведенное сравнение показывает, что высоты значительных волн во время штормов находятся в приемлемом диапазоне согласия с измеренными высотами волн. С измеренными периодами волн хорошо согласуются значения пиковых периодов, рассчитываемые SWAN. При этом следует отметить, что в книге разработчика SWAN [6] показано, что при визуальных измерениях (как на ВИС «Сочи») происходит систематическое завышение среднего периода волн при высоких штормах, поэтому именно с рассчитанным пиковым периодом может сопоставляться «наблюдаемый» средний период волн.

Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения

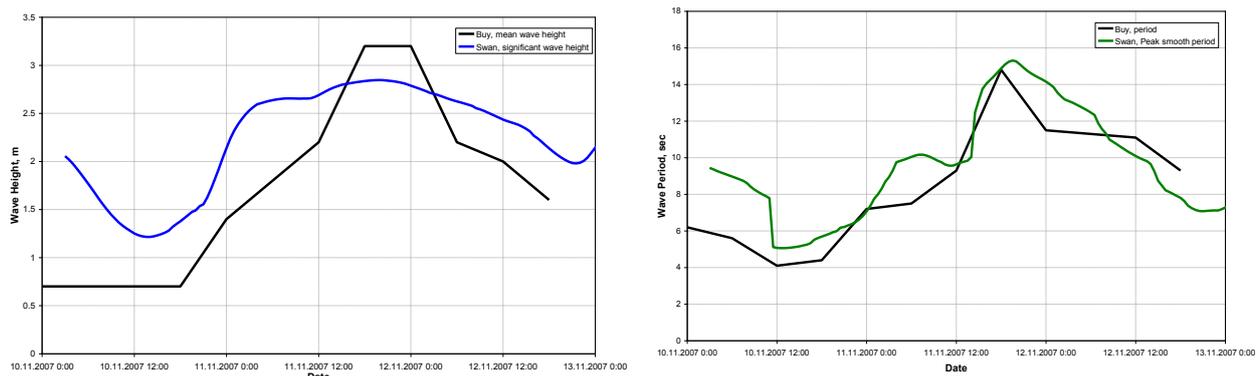


Рисунок 2. Сравнение измеренных на ВИС «Сочи» и рассчитанных высот, значительных высот и пиковых периодов волн во время шторма 11 ноября 2007 г.

Восточный участок берега Имеретинской бухты от р. Мзымта до мыса Константиновский имеет крайне сложный рельеф подводного склона, обусловленный наличием подводных каньонов (рис. 3). Каньон Новый вплотную подходит к берегу, его бровка выражена в рельефе с глубин 7–8 м. Русло каньона относительно прямолинейное. Фронтальная часть каньона имеет ширину около 400 м. По данным повторных обследований, бровка каньона Новый продвигается в сторону берега со средней скоростью 1,0 м/год.

Волны над подводными каньонами могут фокусироваться, существенно увеличиваясь по высоте. При этом высокие и крутые волны проходят по руслу каньона к берегу, производя катастрофические воздействия на сооружения и пляжи. Так, по данным BBC News Europe¹, в январе 2013 г. на побережье Португалии, над каньоном Nazare наблюдалась рекордно высокая волна высотой 100 футов (около 30 м). В том же месте в ноябре 2011 г. была зафиксирована рекордная волна высотой 78 футов (24 м), занесенная в Книгу рекордов Гиннеса. Эффект фокусирования волн над каньонами не описывается методикой расчета рефракции волн, основанной на геометрической оптике (СНиП 2.06.04-82*, Приложение 1).

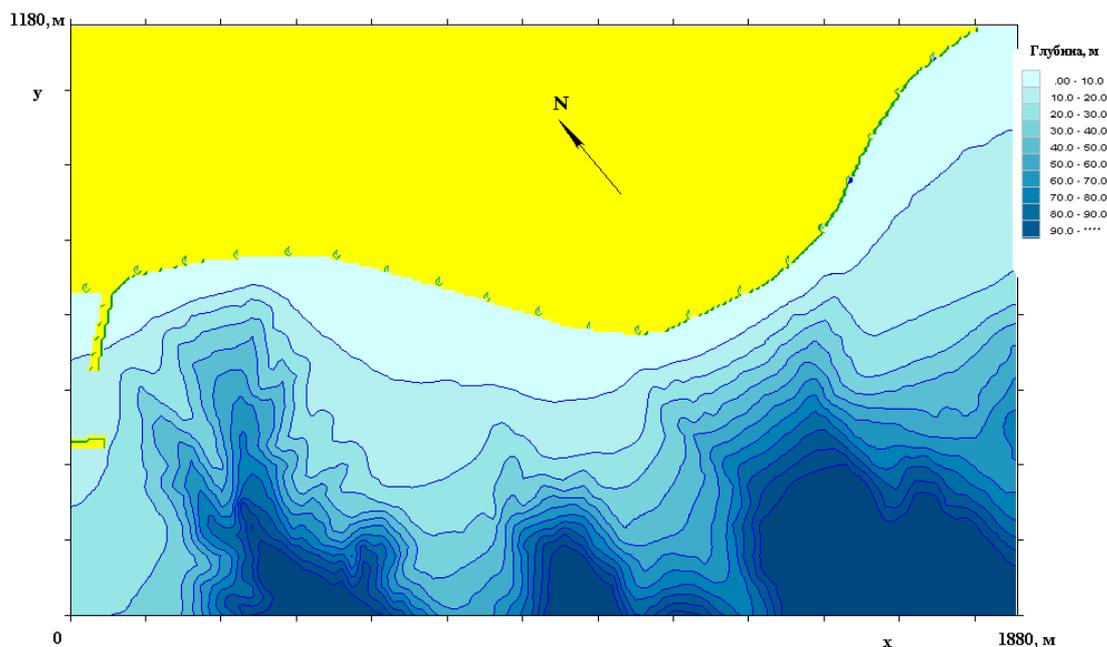


Рисунок 3. Батиметрический план подводного берегового склона для восточного участка береговой зоны Имеретинской низменности (с каньонами)

Волновые поля для прибрежной зоны Имеретинской низменности моделировались моделью SWAN на неструктурированных сетках. Выбор неструктурированных сеток для расчета

¹ <http://www.bbc.com/news/world-europe-21257762>

Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения

прибрежных волновых полей был сделан ввиду необходимости более детального разрешения численной сетки (около 6 м) в районе береговой линии, что позволило более точно учесть влияние сложной батиметрии области и избежать ошибок интерполирования в дальнейших расчетах гидродинамических моделей.

Рассчитывались штормовые сценарии за 5 лет с 1983 по 1987 гг., а также 3 больших шторма – декабрь 1989 г., январь 1993 г. (максимальный за 30-летний период) и ноябрь 2007 г. На морской границе расчетной сетки задавались волновые спектры, полученные из расчетов на сетке №2 района г. Сочи.

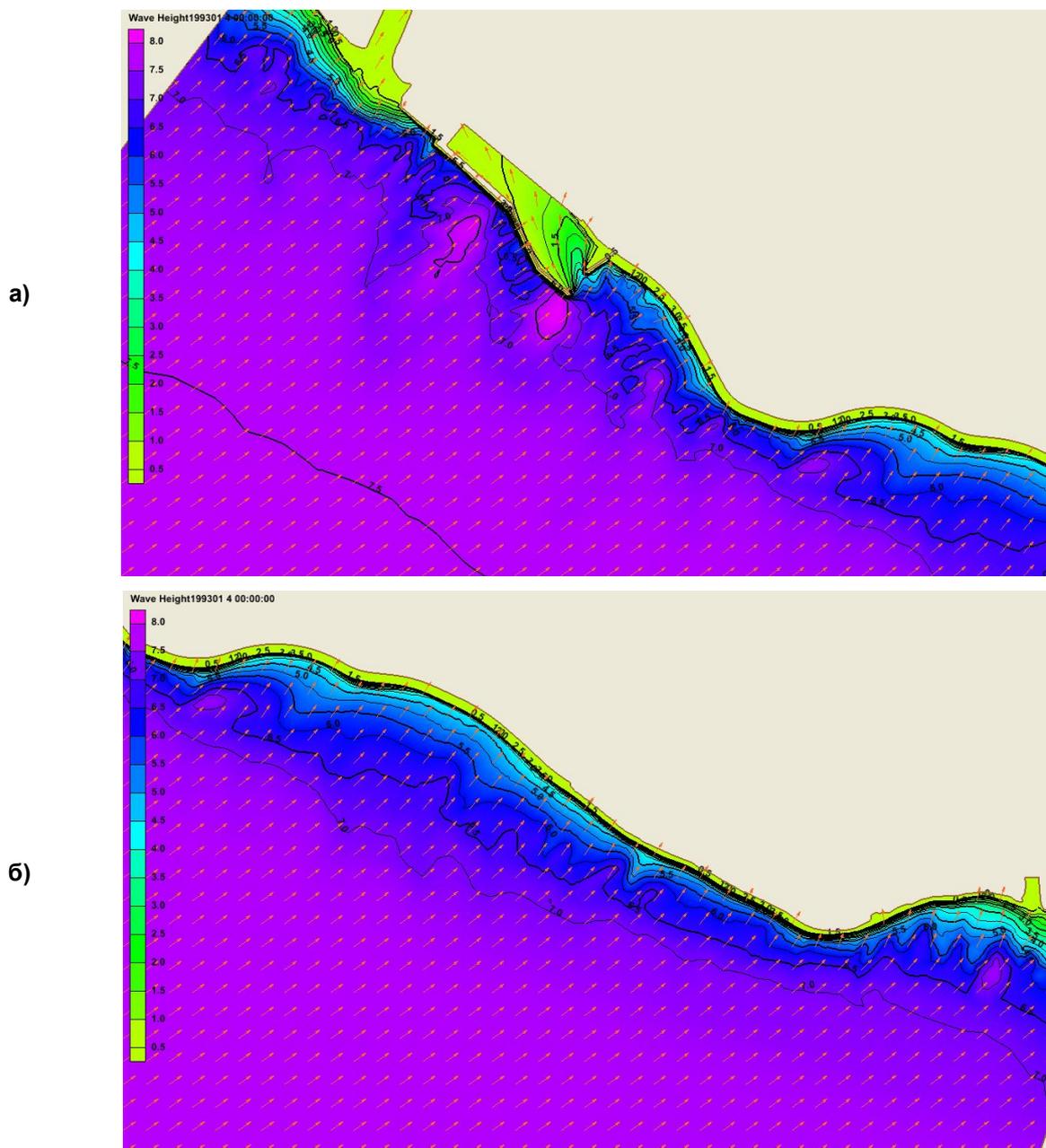


Рисунок 4. Поле значительных высот волн во время пика шторма в январе 1993 г.: а) участки от р. Мзымта до мыса Константиновский; б) участки от мыса Константиновский до р. Псоу

Примеры расчета волновых полей прибрежной зоны для шторма в январе 1993 г., который имеет повторяемость в режиме 2 % (раз в 50 лет), показаны на рисунке 4. Как видно из рисунка, в основном направление подхода больших волн – юго-западное. Расчеты для всех рассмотренных штормов показывают, что на глубокой воде, на расстоянии 1.5–2 км от берега, высота подходящей волны составляет около 7 м (1987, 1989 гг.), а для шторма 1993 г. – 7.5 м. Наиболее опасными участками для волнозащитной дамбы являются ее восточное окончание – участок длиной 150 м – Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения

и середина этой дамбы. В районе восточного мыса могут подходить большие волны высотой от 7.4 м в штормах 1987 г. и 1989 г. до 8 м в шторме 1993 г., что можно объяснить близостью глубоководного каньона Новый. К середине волнозащитной дамбы могут подходить волны от 7 м (1987, 1989 г.) до 7.5 м (1993 г.). В районе мыса Константиновский большие волны, не трансформируясь на глубокой воде в каньоне, подходят достаточно близко к берегу, и поэтому на расстоянии 65 м от берега могут наблюдаться волны от 6.2 (1987 г.) до 6.6 м (1993 г.). В районе мыса Джарского (участок берега протяженностью 500 м западнее и 300 м восточнее мыса) большие волны тоже достаточно близко подходят к берегу, на расстоянии 30 м от берега могут появляться волны от 4.5 м (1987 г.) до 5.3 м высоты (1993 г.). Рассчитанные характеристики волн на внешней границе детальной расчетной сетки прибрежной зоны использовались для расчета полей волн в прибрежной зоне с детализированным описанием рефракционно-дифракционной моделью HWAIVE, которая основывается в монохроматическом или в спектральном варианте на гиперболической аппроксимации уравнения пологих склонов [17]. На рисунке 5 показано волновое поле у побережья Имеретинской низменности, рассчитанное соответственно в периоды максимума шторма декабря 2009 г. спектральной версией модели HWAIVE.

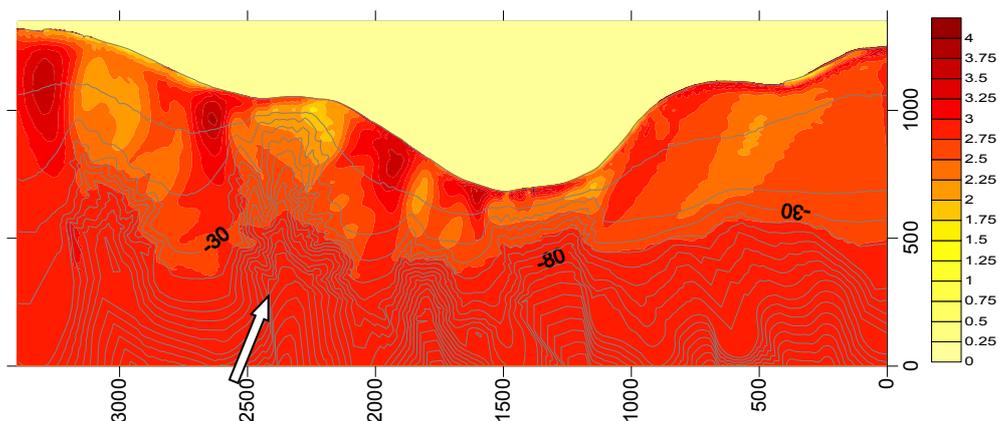


Рисунок 5. Поле значительных высот волн у Имеретинского побережья в период максимума шторма в декабре 2009 г., рассчитанное моделью HWAIVE_S (падающая волна $H = 3.03$ м, $T = 9.22$ с).

Результаты расчетов показывают более выраженные зоны фокусировки и дивергенции в волновом поле, чем в аналогичных расчетах по модели SWAN, что обусловлено изрезанным рельефом прибрежной зоны Имеретинской низменности.

Уточнение расчетных параметров волн с помощью физического моделирования

Для дополнительной верификации расчетных характеристик волн для побережья Имеретинской низменности в мелководном бассейне Отраслевой научно-исследовательской лаборатории морских нефтегазопромысловых гидротехнических сооружений Московского государственного строительного университета было выполнено физическое моделирование волн на выбранных опасных участках проектирования берегозащитной дамбы (рис. 6). Масштаб моделирования 1:25.

Высоты волн в процессе экспериментов измерялись в нескольких точках вдоль берегового профиля. Результаты измерений сравнивались с математическим моделированием трансформации волн.



Рисунок 6. Модель участка берега Имеретинской низменности под воздействием волн в бассейне МГСУ

Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения

Моделирование трансформации волн на откосах для параметров модельных исследований проводилось по нелинейной численной модели, основанной на уравнениях Буссинеска – Железняк – Пелиновского (Серре) со специальными добавками [18]. Пример расчета трансформации волн на модельном береговом откосе показан на рисунке 7.

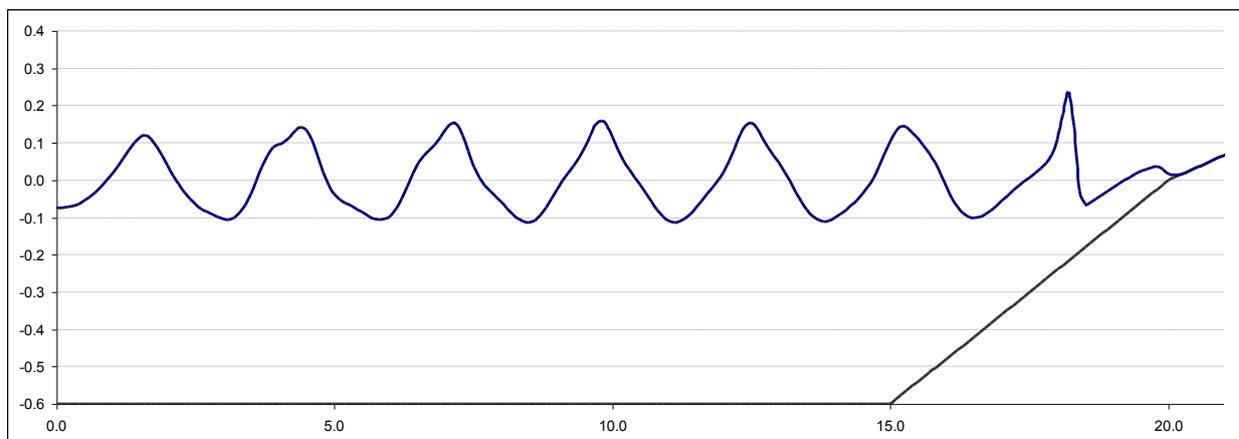


Рисунок 7. Пример математического моделирования трансформации волн на береговом откосе физической модели

Проведена статистическая обработка данных измерений и расчетов, построена регрессионная зависимость измеренных и рассчитанных высот волн. Результаты показаны на рисунке 8. Коэффициент корреляции измеренных и рассчитанных высот волн $R = 0.985$, что свидетельствует об очень хорошем согласовании результатов физического и численного моделирования.

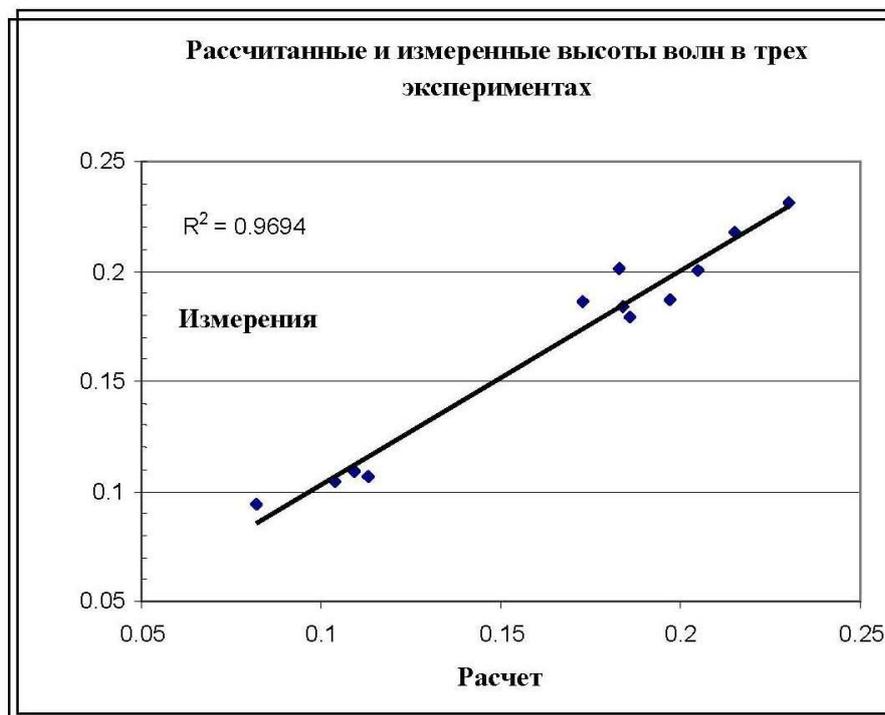


Рисунок 8. Сравнение высот волн, полученных физическим и численным моделированием

Однако если для береговой зоны Имеретинской низменности в г. Сочи удастся найти данные натуральных измерений волнения, хотя и не непосредственно для района проектирования, то во многих других случаях нет даже такой возможности.

Уточнение расчетных параметров волн с помощью натуральных измерений

Чем больше и доступнее объем натуральных данных при определении волновой нагрузки, тем безопаснее запроектированные и построенные сооружения. Если происходит авария, необходимо доказать, что шторм, который разрушил сооружение, был выше расчетного. Но при отсутствии данных натуральных наблюдений в районе проблемного сооружения проектировщики не могут оперировать конкретными значениями ветровых волн. Таким образом, необходимо постоянно проводить мониторинг характеристик волнения в районе сооружений: на стадии изысканий, строительства и эксплуатации сооружения.

Существующие измерители волнения по принципу исполнения можно разделить на две основные категории: притопленные и поверхностные. Каждый тип измерителей имеет свои достоинства и недостатки. Поверхностные измерители при технически более простой реализации имеют большую точность измерения характеристик волнения, нежели притопленные измерители. Однако такие приборы не позволяют проводить измерения при наличии ледового покрова, а также подвержены воздействию различных внешних факторов, например, сильного шторма. Кроме того, конструктивно поверхностные приборы реализуются несколько сложнее, а следовательно, дороже, чем притопленные.

Наиболее часто используются автономные притопленные измерители волнения, построенные на доплеровском эффекте и на измерении давления. Точность измерения волнения доплеровскими измерителями очень высокая, однако цена таких приборов высока. Автономные измерители давления существенно дешевле (в десятки раз) и не требуют дорогого и трудоемкого обслуживания.

В Институте морской геологии и геофизики Дальневосточного отделения РАН уже в течение 6 лет применяется прибор разработки ООО СКТБ «ЭлПА». В основу прибора положен принцип измерения пульсаций давления, индуцируемых поверхностным волнением в толще моря. Автономный донный регистратор давления выполнен в корпусе из нержавеющей стали и имеет цилиндрическую форму. На рисунке 9 представлена принципиальная конструкция датчика.

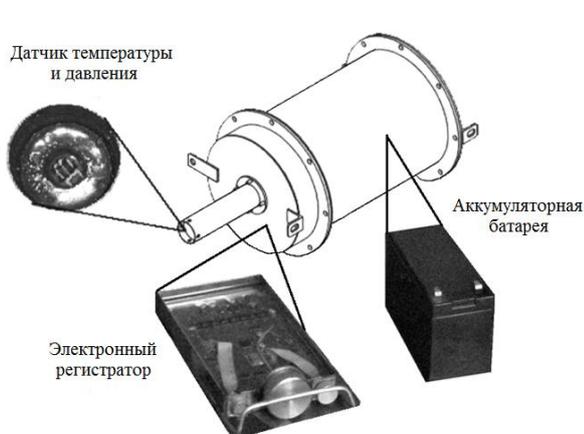
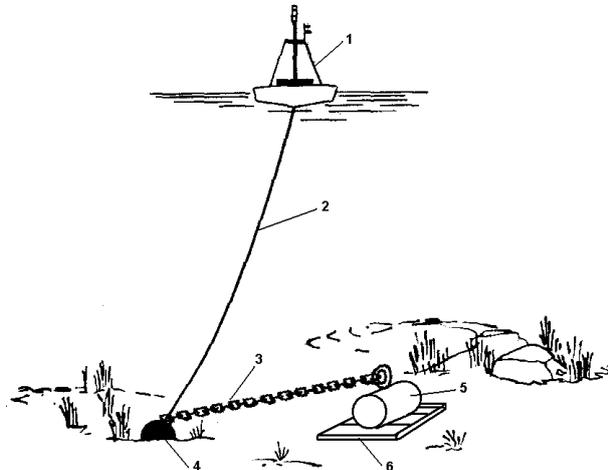


Рисунок 9. Конструкция автономного регистратора придонного давления АРВ-К



**Рисунок 10. Схема постановки автономного регистратора волнения с использованием поверхностной буйковой станции:
1 – поверхностный буй; 2 – буйреп; 3 – цепь;
4 – якорь; 5 – АРВ; 6 – рама**

Данный прибор применяется для проведения натуральных наблюдений волнения уже в течение 6 лет и зарекомендовал себя как надежный инструмент. Прибор обладает большим сроком автономной работы (6 мес.), относительно высокой частотой дискретизации (1 Гц) и небольшой относительной погрешностью измерения давления (0.06 %). Сам измеритель располагается на дне, от него идет плавучий трос, соединяющий его с якорем, который, в свою очередь, соединен с поверхностным бумом. Такая схема постановки автономного измерителя волнения приведена на рисунке 10.

Также измеритель волнения может крепиться на некоторый якорь или квадратную раму, которая будет удерживать прибор от биений под действием придонных течений. Однако при измерении с помощью таких датчиков коротких волн (волн зыби и ветровых волн) возникают проблемы регистрации, вызванные сильным затуханием таких волн с глубиной. Эта проблема подробно рассматривалась в работах [19, 20]. В рамках линейной потенциальной теории легко получить выражение для спектрального коэффициента ослабления поверхностных волн при измерениях в толще воды:

$$\sqrt{\frac{G_p(\omega)}{G_\eta(\omega)}} = \rho g R(\omega, d, D) = \rho g \frac{ch[k(\omega)d]}{ch(k(\omega)D)}, \quad (1)$$

где D – глубина моря; g – ускорение свободного падения; d – высота постановки датчиков над дном (в наших измерениях $d = 0,3$ м); ω – частота свободного падения; $k(\omega)$ определяется связью:

$$k^2 = \frac{\omega^2}{ghQ(\alpha)} + \frac{\omega^4}{g^2}, \quad (2)$$

$$Q(\alpha) = 1 + 0.6522\alpha + 0.4622\alpha^2 + 0.0864\alpha^4 + 0.0675\alpha^5, \alpha = \frac{\omega^2 D}{g}.$$

Фактически соотношение (1) определяет связь спектральных компонент давления G_p (при условии его пересчета в смещение поверхности при использовании гидростатического соотношения) и смещения водной поверхности G_η в фурье-спектрах волновых полей.

Точность используемого датчика составляет 0.06 %, то есть при ослаблении сигнала более чем в 0.0006 раз шум датчика начинает маскировать реальный сигнал. Это надо учитывать при коррекции сигнала, чтобы не усилить шум прибора, который существенно более высокочастотный, чем ветровое волнение.

На рисунке 11 представлены энергетические спектры ветрового волнения и используемая передаточная функция, рассчитанная для этой записи. Поскольку передаточная функция экспоненциально нарастает в области высоких частот (малых периодов) и шум здесь значительно усиливается, то в соответствии с рекомендациями [21] в проведенных измерениях значения передаточной функции были ограничены 5 и спектр был обрезан на частоте 0.33 Гц.

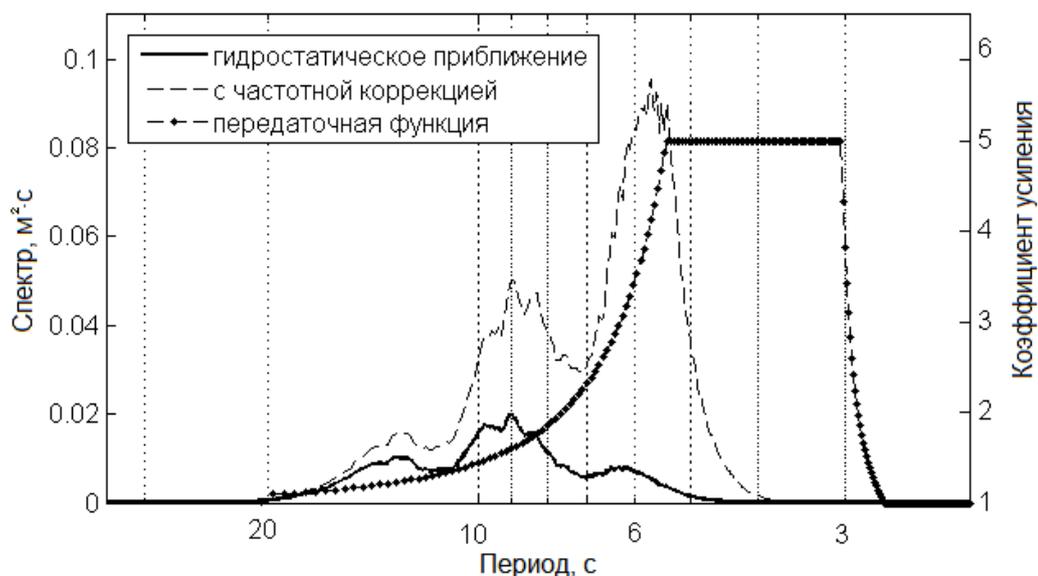


Рисунок 11. Пример передаточной функции для глубины 16 метров и усредненные спектры рассчитанных колебаний поверхности моря по формуле (1) и в гидростатическом приближении

В результате введенной частотной коррекции поправка в определении смещения уровня воды оказалась существенной, например, для датчика, расположенного в районе мыса Острый на Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения

глубине 16 метров. Рассчитанная высота волны увеличилась примерно вдвое по сравнению с гидростатическим значением (рис. 12). Видно, что реальное поверхностное волнение будет существенно отличаться от флуктуаций давления, измеренных датчиком, установленным на глубине более 15 метров, и волн с периодами от 1 до 11 с, то есть ветровых волн и зыби. Отметим также, что период и фаза колебаний поверхности моря (рис. 12) не меняются при использовании частотной коррекции, а меняется только амплитуда волн.

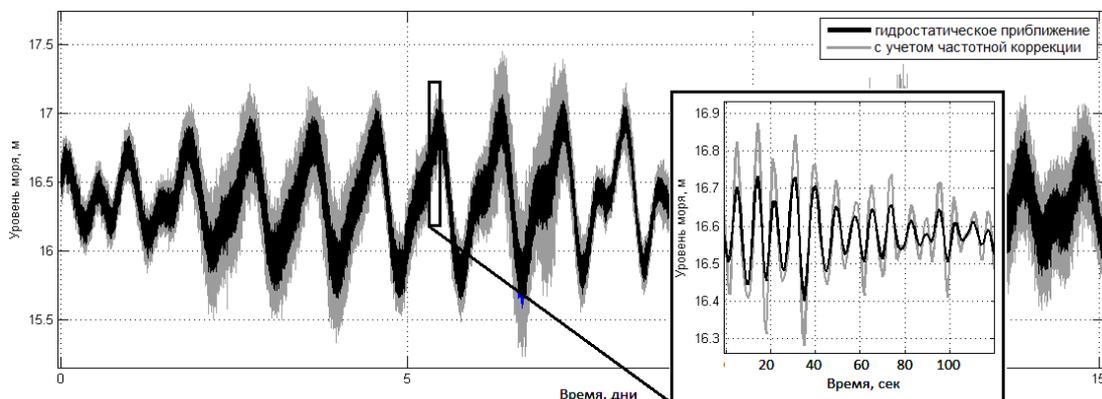


Рисунок 12. Отличие в форме рассчитанных колебаний поверхности моря при использовании гидростатической формулы (черная линия) и с помощью частотной коррекции (серая линия). Глубина постановки датчика 16 метров в районе мыса Острый

Следовательно, частотная поправка является принципиальной, и отличие в значениях высот волн, рассчитанных по гидростатической оценке и с учетом негидростатической поправки, достигает двух раз.

Однако важно, как данная теория будет работать в случае сильно нелинейного волнения. Поэтому с помощью аналитических и численных расчетов было проанализировано влияние нелинейности и дисперсии на колебания давления на дне.

В рамках негидростатической модели Железняк – Пелиновского [22], в которой учитываются произвольная нелинейность и слабая дисперсия, было получено явное выражение для колебаний морской поверхности с использованием точечного измерения придонного давления. Показано, что наличие нелинейности в дисперсионной поправке приближает эффективное смещение к гидростатическому приближению.

С помощью численного решения уравнения Эйлера в конформных переменных были получены сравнительные оценки давления на дне в рамках линейной теории и в рамках точного решения [22]. Показано, что линейная теория может недооценивать давление на дне, индуцированное сильнонелинейными поверхностными волнами ($ka = 0.08$, где k – волновое число, a – амплитуда волны), более чем на 17 % в мелководном бассейне ($kh = 0.58$, где h – глубина).

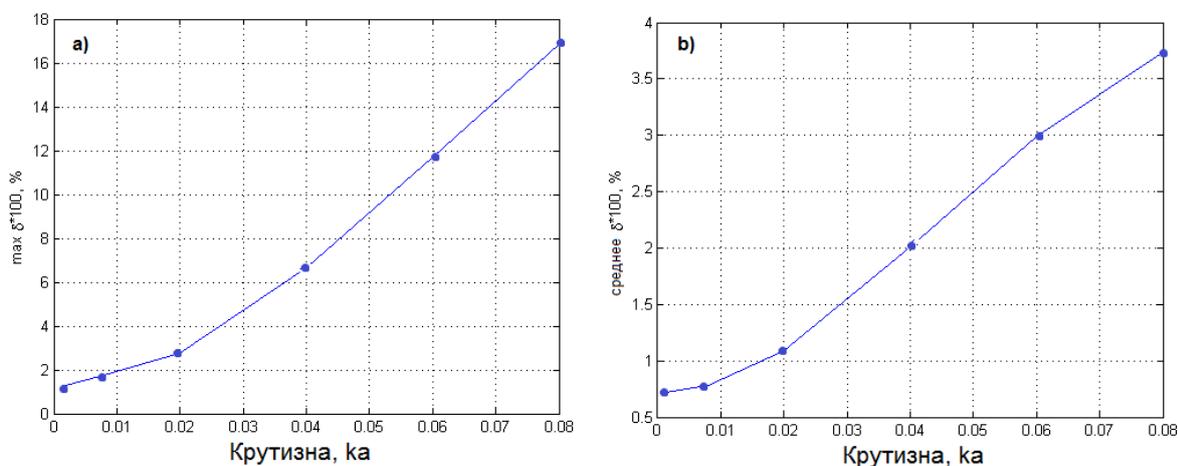


Рисунок 13. Зависимость а) максимума и б) среднего коэффициентов $\delta(t)*100$ от крутизны начальной волны ka , где $\delta(t)$ – разница между точным решением и линейной теорией

Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения

Основываясь на полученных результатах, можно предположить, что вероятностные характеристики волнения, рассчитанные с применением линейной теории на основе натуральных данных с датчиков донного давления, могут быть практически использованы. Линейная теория не завышает высоты волн, следовательно, оценки, полученные по датчикам давления, корректны снизу. Кроме того, большая недооценка линейной теорией высоты волны справедлива только для волн большой крутизны, в то время как подавляющее большинство наблюдаемых волн на шельфе обладает небольшой крутизной.

Таким образом, датчики давления являются эффективным инструментом мониторинга волнения при проектировании гидротехнических сооружений.

Выводы

1. При проектировании современных морских гидротехнических сооружений для определения основных характеристик внешней волновой нагрузки необходимо применять технологию, удовлетворяющую требованиям актуальных нормативных документов. Технология включает использование математического моделирования волн для района проектирования, а также верификацию результатов расчетов с помощью данных натуральных наблюдений и экспериментальных исследований. Такой подход позволяет обеспечить надежное определение характеристик нагрузок и воздействий на уровне современных научных исследований.

2. В состав соответствующих инженерных изысканий, а также разрабатываемой проектной документации необходимо включать требование выполнять непосредственные измерения характеристик ветровых волн в районе проектирования. Такие измерения, в том числе в сложных природных условиях района проектирования, могут быть эффективно реализованы с помощью датчиков придонного давления.

Работа выполнена при частичной финансовой поддержке стипендии Президента Российской Федерации молодым ученым и аспирантам СП 1763.2013.5.

Литература

1. Лаппо Д.Д., Стрекалов С.С., Завьялов В.К. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения. Л.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1990. 432 с.
2. Лопатухин Л.И. Ветровое волнение. СПб.: СПбГУ, 2012. 165 с.
3. Галенин Б.Г. [и др.] Ветер, волны и морские порты. Под ред. Ю.М.Крылова. Л.: Гидрометеоиздат, 1986. 263 с.
4. Дивинский Б.В., Косьян Р.Д., Куклев С.Б. Параметры ветрового волнения на защищенных акваториях // Фундаментальная и прикладная гидрофизика. 2010. №4(10). С. 5–16.
5. Кантаржи И.Г., Шунько Н.В. Моделирование ледовых нагрузок на морские гидротехнические сооружения // Сборник научных трудов IV Всероссийской конференции «Ледовые и термические процессы на водных объектах России», 24–29 июня 2013, г. Рыбинск, Россия. М.: ИВП, 2013. С. 94–99.
6. Holthuijsen L.H. Waves in oceanic and coastal waters. Cambridge University Press, 2007. 236 p.
7. Holthuijsen L., Booij N., Ris R., Haagsma I.G., Kieftenburg A., Kriebitz E.E. SWAN Cycle III version 40.51, User Manual. The Netherlands: Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, 2009. 67 p.
8. Дикий П.В., Дзюба Н.Н., Железняк М.И., Сорокин М.В. Моделирование волнового режима побережья Имеретинской низменности // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2011. Vol. 7. No. 2. Pp. 54–63.
9. Железняк М.И., Кантаржи И.Г., Леонтьев И.О. Шахин В.М. Математическое моделирование береговых процессов Имеретинской низменности для обоснования берегозащитных мероприятий // Гидротехническое строительство. 2011. 10. С. 22–29.
10. Ветер и волны в океанах и морях: Справочные данные / Регистр СССРЛ.: Транспорт, 1974. 359 с.

Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения

11. Лопатухин Л.И., Бухановский А.В., Чернышева Е.С., Колесов А.М. Шторм на Черном море 11 ноября 2007 г. и статистики экстремальных штормов моря // Известия русского географического общества. 2009. №2(141). С. 71–80.
12. Типовые поля ветра и волнения Черного моря. Под ред. Э.Н. Альтмана, Г.В. Матушевского. Севастополь: СО ГОИН, 1987. 116 с.
13. Kalnay E., Kanamitsu M. [et al]. The NCEP/NCAR 40-year reanalysis project // Bulletin of the American Meteorological Society. 1996. Vol. 77. Pp. 437–471.
14. Kanamitsu M., Ebisuzaki W., Woollen J., Yang S., Hnilo, J., Fiorino M., Potter G. NCEP-DOE AMIP-II Reanalysis (R-2) // Bulletin of the American Meteorological Society. 2002. No. 11. Pp. 1631–1643.
15. WMO Guide to wave analysis and forecasting. WMO (Series); no. 702. Geneva: Secretariat of the World Meteorological Organization, 1998. 159 p.
16. Дивинский Б.В., Косьян Р.Д., Подымов И.С., Пушкарев О.В. Экстремальное волнение в северо-восточной части Черного моря в феврале 2003 г. // Океанология. 2004. Т. 43. №6. С. 948–950.
17. Демченко Р.И., Железняк М.И. Гиперболическая аппроксимация трансформации волн на течениях прибрежной зоны // Прикладная гидромеханика. 2002. Т. 4. №2. С. 23–29.
18. Железняк М.И., Пелиновский Е.Н. Физико-математические модели наката цунами на берег. Накат цунами на берег. Горький: ИПФ АН СССР, 1985. С. 8–34.
19. Заславский М.М., Красицкий В.П. О пересчете данных волнографа с датчиком давления на спектр поверхностных волн // Океанология. 2001. Т. 41. №2. С. 195–200.
20. Ellis J.T., Sherman D.J., Bauer B.O. Depth Compensation for Pressure Transducer Measurements of Boat Wakes // Journal of Coastal Research. 2006. Vol. SI39. Pp. 488–492.
21. Tucker M., Pitt E. Waves in Ocean Engineering (Elsevier Ocean Engineering Series). Amsterdam: Elsevier, 2001. Vol. 5. 521 p.
22. Кузнецов К.И., Зайцев А.И., Пелиновский Е.Н., Куркин А.А. Давление на дно, вызванное прохождением уединенной волны в прибрежной зоне // Экологические системы и приборы. 2013. №9. С. 36–42.

*Измаил Григорьевич Кантаржи, Москва, Россия
Тел. моб.: +7(903)533-78-30; эл. почта: kantardgi@yandex.ru*

*Константин Игоревич Кузнецов, Южно-Сахалинск, Россия
Тел. моб.: +7(908)154-20-50; эл. почта: konstantin.kouznetsov@gmail.com*

© Кантаржи И. Г., Кузнецов К. И., 2014

doi: 10.5862/MCE.48.7

Вибрация сооружений, вызванная действием морского льда

Д.ф.-м.н., профессор К.Н. Шхинек,

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Аннотация. Возникновение вибрации сооружений при действии льда было отмечено во многих морях: заливе Кука, Ботническом заливе, заливе Бохай, Охотском море, Каспийском море. Это явление может быть очень опасным, вызывая усталостные разрушения (залив Бохай) или проблемы обитаемости платформ. Вибрация при действии льда возникает при определенных условиях даже у жестких сооружений, подобных платформе «Моликпак», с размерами по основанию порядка 100 м, когда определяющим становится колебание сооружения на грунте.

В связи с намечающимся переходом к большим глубинам, где процесс вибрации проявляется больше, значение изучения этого явления возрастает. Численное 2D-решение проблемы, основанное на общепринятых предположениях и математических моделях свойства среды, разработано в Санкт-Петербургском государственном политехническом университете при поддержке компании British Petroleum. Решение рассматривает развитие процесса вибрации во времени, последовательное разрушение льда, реакцию сооружения и взаимное влияние сооружения и льда. Проанализированы свойства окружающей среды и характеристики сооружения, приводящие к возникновению вибрации.

Таким образом, предложен новый подход к решению проблемы вибрации сооружений при действии льда, и результаты его применения описываются в статье.

Ключевые слова: вибрация сооружений; скорость; собственная частота; реакция; воздействие льда

Введение

Процесс вибрации сооружений имеет случайный характер и зависит от многих причин, в частности, от податливости и массы сооружения, модуля упругости и прочности льда, скорости движения ледяного поля, характера разрушения льда (дробление, изгиб) и т. д. Основной вклад в анализ проблемы вибрации сооружений при действии льда внесли Т. Карна [1, 2, 3, 4] и Д. Соди [5], исследующие это явление уже более 20 лет. Результаты целого ряда исследований приведены в работах [7–11]. На основании лабораторных опытов и натурных наблюдений были классифицированы различные виды вибраций и предложены аналитические приближенные решения для их расчета. Однако трудно охватить все возможные ситуации и оценить влияние всех параметров, которые сопутствуют такому сложному процессу как вибрация, вызванная действием льда, даже в лабораторных опытах и в расчетных методах, основывающихся на них. Поэтому желательна разработка численных решений, позволяющих провести широкую вариацию условиями взаимодействия льда и сооружения.

Обычные программные комплексы, основанные на методе конечных элементов, также трудно использовать для решения проблемы, поскольку надо описывать многократно повторяющийся циклический процесс. Каждый цикл этого процесса состоит из сжатия льда, его разрушения, вылета раздробленных частиц льда, движения сооружения назад и его удара о лед и т. д. Более перспективным является применение метода дискретных элементов. Этот метод был использован в работах [12–19] и в данном исследовании.

1. Программа

1.1. Модель льда

В основу разработанной программы заложена модель, описанная в программном комплексе PFC2D (Particle Flow Code in 2 Dimensions), широко используемом в геомеханике. Этот метод представляет среду в виде набора дисков (2D) или сфер (3D), упакованных специальным образом. Используется особая процедура для избегания наложения частиц друг на друга и обеспечения отсутствия предварительного напряжения в системе. Среда должна описывать внутренние усилия, возникающие при растяжении, сжатии или сдвиге. Методика, позволяющая это сделать, описана в работе [20].

В результате положение всех частиц в начальный момент времени определено и между ними устанавливаются связи («пружины»). Изменение взаимного положения частиц приводит к деформации связей и возникновению усилий между элементами. Если растягивающее усилие превосходит определенный предел, то соответствующие связи рвутся. Связь, ответственная за Шхинек К.Н. Вибрация сооружений, вызванная действием морского льда

растяжение, не может быть восстановлена впоследствии. Связи, ответственные за сжатие, могут быть восстановлены. Как показано в работе [20], свойства полученной среды эквивалентны свойствам среды, описываемой законом Кулона – Мора, но не в напряжениях, а в усилиях.

1.2. Сооружение

Рассматривается вертикальное длинное сооружение (2D-задача решается в вертикальной плоскости), обладающее одной степенью свободы с заданной податливостью (с учетом влияния грунта) и массой (с учетом присоединенной массы). Обычно при длине сооружения, превосходящей на порядок толщину льда, концевые условия не влияют на общий результат. Поэтому получаемые результаты могут быть использованы для сооружений ограниченной, но не малой ширины. В расчетах сооружение рассматривается как масса, расположенная на льду и подпираемая с другой стороны пружинами.

2. Решаемая задача

Ровный лед толщиной h , модулем упругости E и заданными прочностными параметрами движется на сооружение со скоростью V_i . Задача состоит в определении нагрузок при взаимодействии льда и сооружения и движении последнего. Цель расчетов – определение условий, при которых возникает вибрация, и выяснение влияния на вибрацию основных параметров процесса.

2.1. Основные параметры, влияющие на процесс

Образование и характер вибрации зависят от следующих параметров:

- массы сооружения M , включая присоединенную массу;
- жесткости пружин, на которых находится сооружение, K_s ;
- ширины фронтальной части сооружения D ;
- демпфирования ζ .

Свойства льда определяются параметрами:

- модулем упругости E ;
- скоростью движения V_i ,
- одноосной прочностью R_c ,
- толщиной h .

Выходные параметры:

- усилия, образующиеся на контактной поверхности;
- усилия в пружинах (реакция сооружения) F ;
- амплитуда вибрации сооружения d ;
- скорость смещения сооружения V_c .

В большинстве проведенных опытов постоянными были ширина сооружения, его масса, толщина льда и его прочность.

3. Описание типичной картины взаимодействия

Применение рассматриваемой модели позволяет описать процесс разрушения льда и вылета раздробленных частиц, а также движение сооружения. Последовательные стадии взаимодействия в области контакта лед – сооружение в расчетах представлены на рисунке 1.



Рисунок 1. Последовательные стадии взаимодействия лед – сооружение:
 1 – начальное положение; 2 – начало разрушения вблизи границы контакта;
 3 – вылет раздробленных частиц; 4 – образование клина и взаимодействие с ним;
 5 – взаимодействие с раздробленным льдом

Процесс развивается следующим образом: неразрушенный лед подходит к сооружению и начинает давить на него (1); по мере возрастания нагрузки начинается разрушение льда и он «вспухает» (дилатансия) (2); из-за большого сжатия лед разрушается на куски и вылетает в стороны (3); поверхность неразрушенного льда приобретает форму клина, который давит на сооружение и разрушается (4); разрушенный материал взаимодействует с сооружением (5). Весь последующий процесс состоит из чередования этапов 2, 3, 4 и 5. Таким образом, высокая нагрузка, соответствующая начальному взаимодействию, больше не повторяется, и максимальная нагрузка в последующих процессах соответствует воздействию клина разрушенного льда. Это полностью подтверждается физическими опытами, в которых отмечается, что максимальная нагрузка после первого пика действует только по малой центральной части площади контакта лед – сооружение (например, [9]). Описанная физика процесса говорит о большой приближенности аналитического рассмотрения проблемы вибрации на основании уравнений теории упругости. Только начальная стадия (1) процесса может быть описана уравнениями упругопластических сред. Весь последующий процесс (дробление льда, вылет частиц, движение сооружения, последующие контакты) практически может быть рассмотрен только численно.

4. Результаты численных экспериментов

4.1. Качественные результаты

Наиболее распространенной характеристикой сооружения является значение его собственной частоты (собственного периода) – соотношение жесткости и массы, однако она оказывается недостаточной. Отношение веса сооружения (G) к «условной ледовой нагрузке» DhR_c играет существенную роль. Согласно экспериментальным исследованиям [7], отношение K/Eh также влияет на результаты. Наконец, отношение ширины сооружения и толщины льда также должно сказаться на результатах при малых D/h . Таким образом, описание вибрации базируется на многофакторном анализе, требующем специального рассмотрения сочетания перечисленных факторов. В настоящей статье может быть исследовано влияние только части из этих сочетаний.

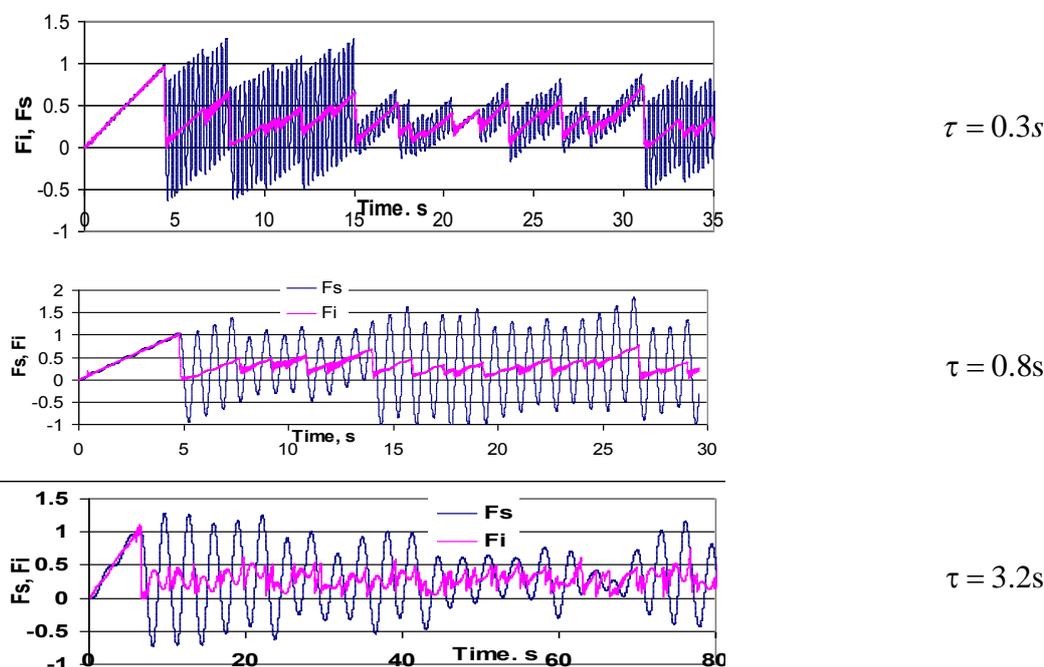


Рисунок 2. Ледовая нагрузка и реакция сооружения при $V_i = 0.03$ м/с и разных собственных периодах колебаний

Соотношение нагрузка – реакция сооружения в зависимости от собственного периода колебаний. Изменение во времени нагрузки на контакте лед – сооружение F_i и реакции сооружения F_s в виде $F/(DhR_c)$ при скорости движения льда 0.03 м/с и различных периодах собственных колебаний представлено на рисунке 2. Все исходные данные для расчета отличаются только периодом собственных колебаний (вариацией жесткости при постоянной массе). Результаты анализа показывают, что средние значения нагрузки и реакции совпадают Шхинек К.Н. Вибрация сооружений, вызванная действием морского льда

(в этой серии опытов они практически не зависят от периода собственных колебаний), однако максимумы реакции существенно превосходят максимумы нагрузки и зависят от периода собственных колебаний. Реакция сооружения во всех случаях изменяется с постоянным периодом, близким к периоду собственных колебаний, а у нагрузки имеется несколько периодов: локальные (связанные с обратным воздействием сооружения на лед) и глобальные.

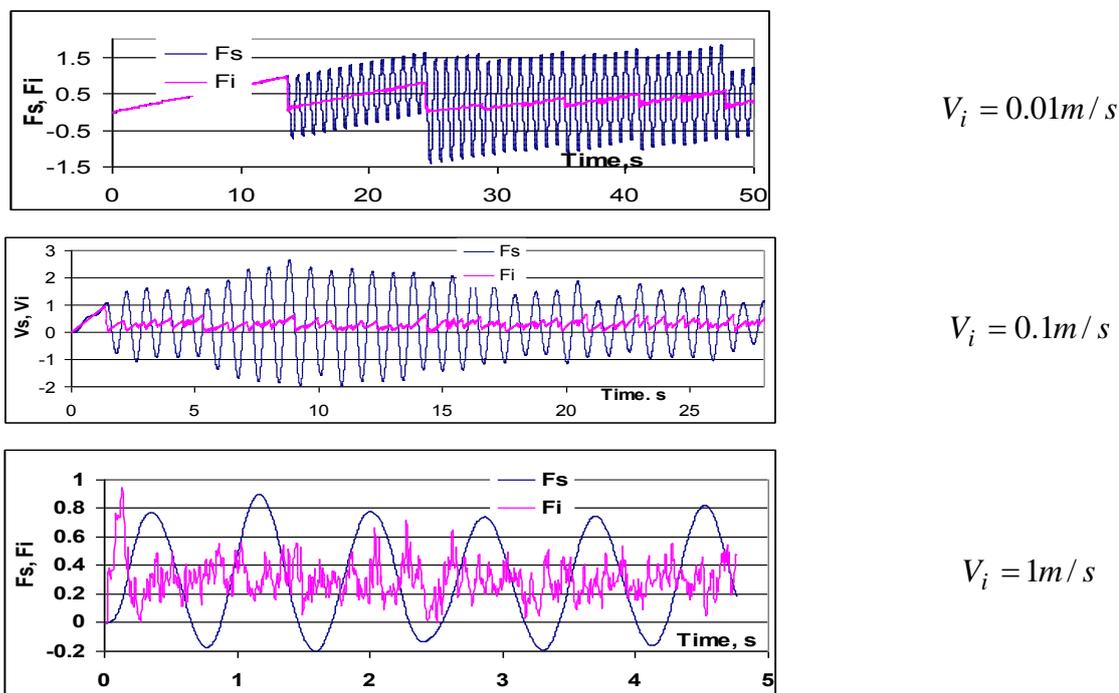


Рисунок 3. Ледовые нагрузки и реакция сооружения при различных скоростях льда и $\tau = 0.8 \text{ s}$

Соотношение нагрузка – реакция сооружения в зависимости от скорости движения льда. Аналогичная зависимость при постоянном периоде собственных колебаний ($\tau = 0.8 \text{ s}$) и разных скоростях движения льда представлена на рисунке 3. Можно видеть, что оба рассматриваемых фактора – собственная частота и скорость движения льда – существенно влияют на характер колебаний. Обе зависимости отражают похожие явления: отрывы ото льда, свободный «полет» и последующий новый контакт сооружения со льдом при очень малых скоростях движения льда, плавное движение сооружения при больших скоростях движения льда и периодах собственных колебаний.

Фурье-анализ. На рисунках 4 и 5 представлены результаты фурье-анализа для зависимостей, подобных тем, что показаны на рисунке 3 (результаты на рисунках 4 и 5 получены для колебаний при собственном периоде колебаний сооружения 0.45 с (частоте 2.2 Гц).

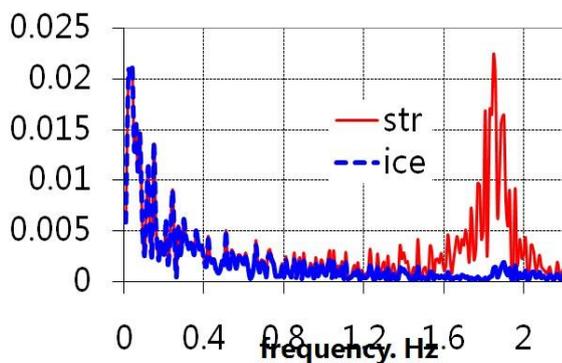


Рисунок 4. Фурье-анализ для зависимостей, похожих на представленные на рисунке 3 ($V = 0.01 \text{ м/с}$, период собственных колебаний 4.6 с , частота 2.1 Гц)

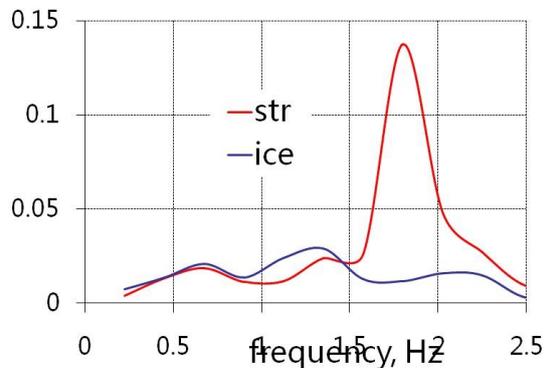


Рисунок 5. Фурье-анализ для зависимостей, похожих на представленные на рисунке 3 ($V = 1 \text{ м/с}$, период собственных колебаний 4.6 с , частота 2.1 Гц)

На рисунке 4 приведены результаты анализа для малых скоростей ($V_i = 0.01$ м/с). Зависимость имеет два максимума. Первый, на малых частотах, характеризует длиннопериодные колебания, возникающие при отрыве сооружения ото льда и свободном «полете». В этом случае значение коэффициентов одинаково для нагрузки и реакции. Второй максимум относится к реакции и наблюдается на частотах, близких к собственной частоте сооружения (но меньших ее).

На рисунке 5 виден лишь один максимум для реакции на частоте, близкой к частоте собственных колебаний (но отличной от нее). Максимум нагрузки соответствует частотам, отличным от частот, соответствующих максимуму реакции.

4.2. Количественные зависимости

Скорость колебаний. Подобно нагрузкам, скорость колебаний зависит от периода собственных колебаний сооружения, скорости движения льда и прочих описанных выше факторов. Например, изменение скорости колебания во времени представлено на рисунке 6. Прямая линия на этом рисунке соответствует скорости движения льда. Как следует из рисунка, амплитуда скорости колебаний сооружения может превзойти скорость движения льда. Этот факт неоднократно отмечался в экспериментальных исследованиях [3–7].

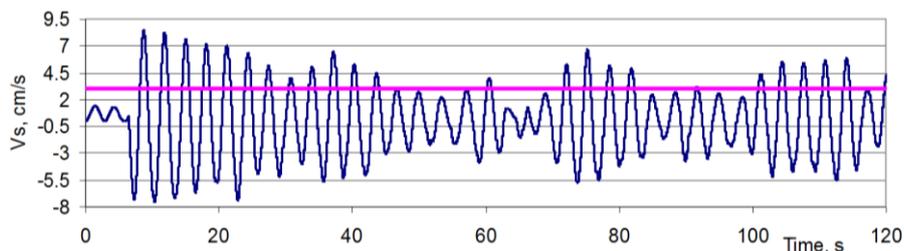


Рисунок 6. Скорость вибрации $\tau = 3.2$ с, $V_i = 0.03$ м/с

Общее соотношение между скоростью движения льда и максимальной амплитудой скорости вибрации приведено на рисунке 7. Зависимости получены при периодах собственных колебаний 3.2, 1.6 и 0.8 с. Пунктирная прямая характеризует скорость движения льда.

На некотором участке малых скоростей льда скорость сооружения превосходит скорость движения льда, а затем резко снижается. Этот факт наблюдался во многих экспериментах [3, 4, 5]. С уменьшением периода собственных колебаний длина участка, где скорость сооружения превосходит скорость льда, уменьшается [3].

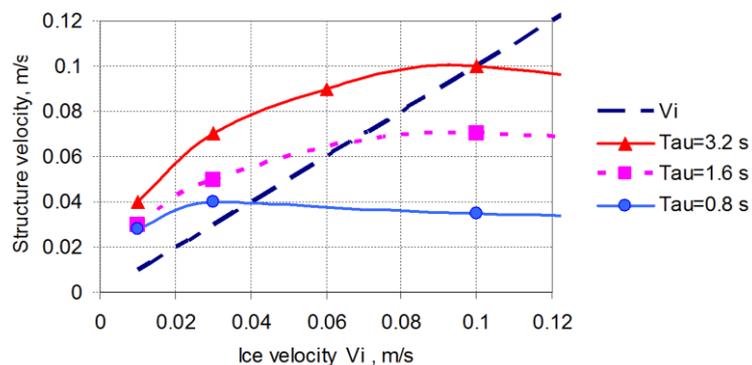


Рисунок 7. Сопоставление скорости движения льда и амплитуды скорости движения сооружения

Реакция сооружения. Совместное влияние периода собственных колебаний сооружения и скорости движения льда показано на рисунке 8. По результатам рассматриваемой серии численных опытов представлено отношение среднего максимума реакции F_{sm} к среднему максимуму ледовой нагрузки F_{im} в зависимости от скорости движения льда и периода собственных колебаний сооружения. Значение $F_{sm} / F_{im} = 1$ соответствует случайному квазистатическому процессу. Из рисунка следует, что при скорости движения льда более 0,1 м/с динамичность взаимодействия практически отсутствует. Максимум динамичности реакции наблюдался в рассмотренных опытах в диапазоне скоростей движения льда 0.03–0.1 м/с. Видно также, что, как и положено, мягкие системы меньше реагируют на динамику.

Шхинек К.Н. Вибрация сооружений, вызванная действием морского льда

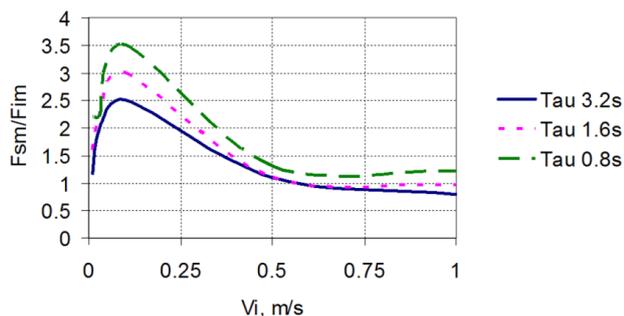


Рисунок 8. Совместное влияние скорости движения льда и периода собственных колебаний сооружения на реакцию сооружения

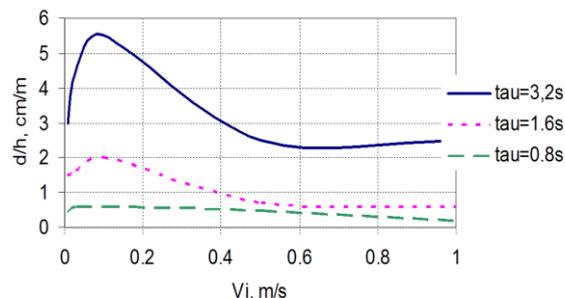


Рисунок 9. Совместное влияние скорости движения льда и периода собственных колебаний сооружения на амплитуду колебаний сооружения

Амплитуда колебаний. Зависимость максимальной амплитуды колебаний, отнесенной к толщине льда, от скорости движения льда представлена на рисунке 9. По этому параметру наиболее опасными являются малые скорости льда и гибкие сооружения, чья амплитуда колебания может почти в 10 раз превосходить амплитуды колебания жестких сооружений.

Влияние модуля упругости льда. Влияние этого параметра на вибрацию исследовано недостаточно. Насколько известно автору, результаты единственного исследования опубликованы в работе [7]. В приводимых ниже результатах численных экспериментов изменялся только модуль упругости льда E . Масса и жесткость сооружения оставались неизменными. Такой анализ трудно проводить по результатам физических экспериментов, поскольку упругость модельного льда изменяется в ограниченном диапазоне. Зависимость средней нагрузки F_{aver} , отношения усилия реакции сооружения к этой нагрузке F_s / F_{aver} , отношения амплитуды скорости V_s / V_i от жесткости сооружения K_s , толщины и модуля упругости льда E обозначены на рисунке 10.

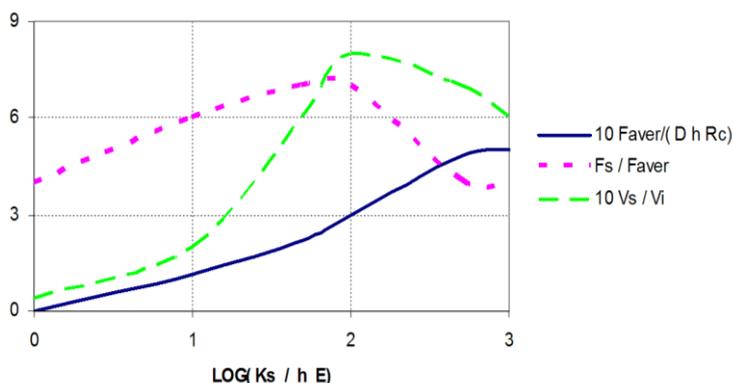


Рисунок 10. Зависимость нагрузок и амплитуды скорости вибрации от соотношения между жесткостью сооружения и модулем упругости льда

Из рисунка 10 следует, что когда жесткость сооружения (деленная на толщину льда) близка к модулю упругости льда (логарифм отношения близок к нулю), средняя нагрузка и скорость колебания сооружения очень малы. Снижение жесткости льда приводит к значительному росту нагрузок (особенно средних) и скорости колебаний. Это согласуется с результатами наблюдений [8].

Влияние относительной массы сооружения. Влияние относительной массы сооружения M / Dh (масса, приходящаяся на единицу площади контакта) или Mg / DhR_c (вес, отнесенный к максимальной силе сопротивления) практически не анализировалось ранее. Вместе с тем, проведенные эксперименты свидетельствуют, что оно имеет решающее значение для движения сооружения, уровня вибрации и реакции. Результаты, представленные на рисунке 11, показывают, что максимумы скорости, реакции и смещения существенно зависят от относительной массы.

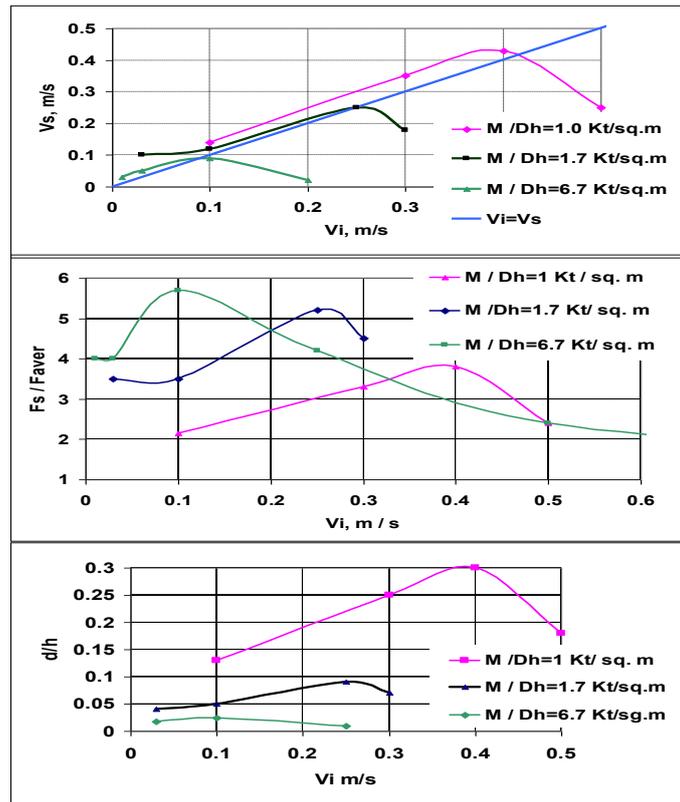


Рисунок 11. Влияние относительной массы сооружения на параметры вибрации

5. Сопоставление с модельными и натурными данными

5.1. Усилия

Рисунок 12, аналогичный рисунку 8 настоящей статьи, заимствован из работы [2]. В среднем максимальное возрастание нагрузки (коэффициент динамичности) в обеих работах имеет одинаковое значение (более трех), однако в работе [2] динамичность заканчивается в среднем при скорости движения льда 0.1–0.15 м/с, в то время как в данной работе – в районе скорости 0.5 м/с.

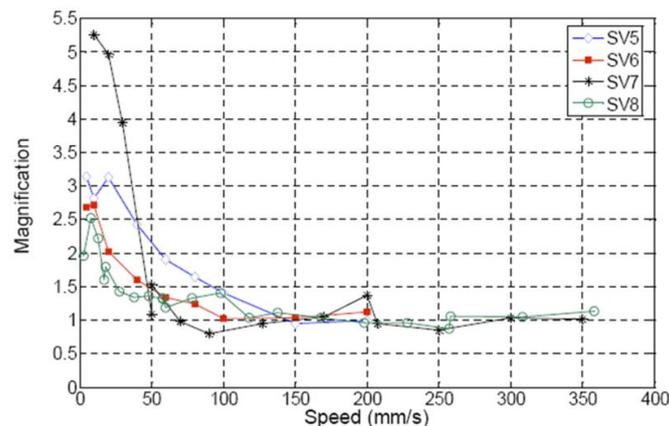


Рисунок 12. Зависимость коэффициента динамичности от скорости льда

Уровень коэффициента динамичности порядка 3–3,5 был достигнут также в опытах [7]. К сожалению, в этой работе не определена скорость, при которой пропадают динамические эффекты. Однако анализ работ [7] и [19] подсказывает, что, по-видимому, расхождение связано с различием относительной массы в опытах и расчетах.

5.2. Скорость вибрации

Зависимости, аналогичные приведенной на рисунке 7, неоднократно упоминались в работах [3, 4, 7]. В частности, на рисунке 13 приведена зависимость, полученная в работе [7].

Шхинек К.Н. Вибрация сооружений, вызванная действием морского льда

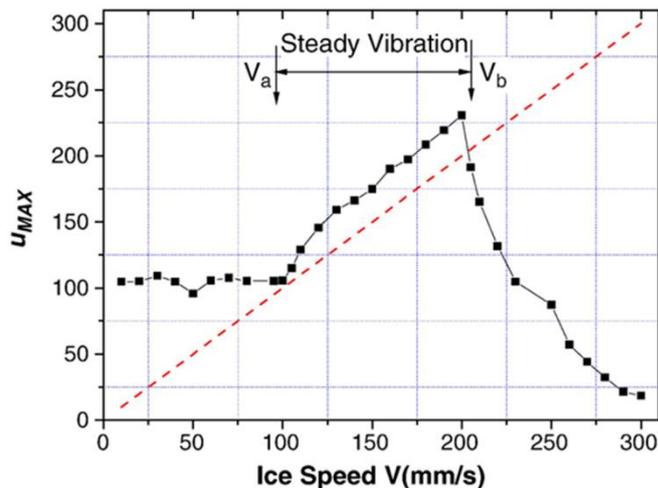


Рисунок 13. Зависимость максимальной скорости вибрации от скорости движения льда

Несмотря на качественное согласие, эти результаты отличаются от приведенных на рисунке 7. Если там скорость сооружения становится меньше скорости льда при $V_i = 0.1$ м/с и меньше, то в рассмотренных опытах это происходит при $V_i = 0.15\text{--}0.25$ м/с (в зависимости от жесткости сооружения). Одним из факторов, приведшим к этому разногласию, является то, что результаты получены при разном значении параметра Mg/DhR_c , на который редко обращают внимание при проведении опытов. При наших расчетах для того же значения этого параметра, которое было в опытах, различие становится минимальным.

Заключение

В работе использована математическая модель льда, позволяющая более детально описывать процесс взаимодействия льда с вертикальными сооружениями. Полученное 2D-решение описывает процесс многократного разрушения льда, вылет раздробленных частиц из области взаимодействия и влияние податливости сооружения на процесс взаимодействия.

Проведен широкий численный эксперимент. Целью эксперимента являлось установление качественных (а в некоторых случаях и количественных) связей между характеристиками сооружения, льда и параметрами вибрации. Результаты численных экспериментов сопоставлены с данными модельных экспериментов и наблюдений в натуральных условиях. Все результаты качественно, а в ряде случаев и количественно согласуются. По полученным данным можно сделать следующие выводы.

1. Существует большой разброс в результатах предсказаний ледовых нагрузок, действующих на морские сооружения. Вследствие несовершенства методов расчета вибрации сооружений этот разброс может значительно увеличиться.

2. Существенная вибрация возникает при различных скоростях движения льда в зависимости от значения относительной массы. Для параметров, использованных в данных опытах, это значение менее 0.25 м/с. В этом диапазоне скоростей реакция сооружения (усилия в конструкции) значительно (до 3–3.5 раз) превосходит ледовые нагрузки, а скорости колебания сооружения могут превосходить скорость движения льда. Вместе с тем, для других параметров (например, относительной массы) максимум реакции может соответствовать более высоким скоростям движения льда.

3. Чем меньше период собственных колебаний сооружения, тем больше коэффициент динамичности по усилиям и меньше амплитуда смещений и скоростей вибрации.

4. Полученные результаты качественно хорошо совпадают с опытными данными. Ряд отклонений результатов расчетов от экспериментальных данных, полученных в лаборатории, вероятно, связан с тем, что слишком много параметров должно быть учтено одновременно, что не всегда соблюдалось. Например, значения параметра Mg/DhR_c , на который часто не обращают внимания на моделях и в расчетах, существенно различались. Определенную роль могла играть двухмерность теоретического решения, в то время как опыты проводились в существенно трехмерной постановке ($D/h \leq 3$).

Шхинек К.Н. Вибрация сооружений, вызванная действием морского льда

Автор выражает признательность G. Thomas за постоянное внимание к работе и полезные советы и E. Салганику за проведение некоторых вычислений.

Литература

1. Karna T., Turunen R. Dynamic response of narrow structures to ice crushing // Cold Regions Science and Technology. 1989. Vol. 17. Issue 2. Pp. 173–187.
2. Kärnä T., Kolari, K., Johman, P., Evers, K-U., Bi, X., Määttänen M., Martonen P. Laboratory indentation tests // VTT Research Notes, 2003. Pp. 22–23.
3. Karna T., Turunen R, A straightforward technique for analyzing structural response to dynamic ice action // Proceedings of the 9th International Conference of Offshore Mechanics and Arctic Engineering. 1990. Vol. 4. Pp. 135–145.
4. Kärnä T. A procedure for dynamic soil-structure-ice interaction // Proceedings of the 2nd International Offshore and Polar Engineering Conference. San Francisco, 1992. Pp. 57–65.
5. Sodhi D.S. Ice induced vibrations of structures // Proceedings of the IAHR 9th International Symposium on Ice, Sapporo, Japan. 1988. Vol. 2. Pp. 625–657.
6. Blenkarn K.A. Measurement and Analysis of the Ice Forces on Cook Inlet Structures // Proceedings of the 2nd Offshore Technology Conference, Houston, Texas. 1970. Vol. 2. Pp. 365–378.
7. Huang Y., Qingzeng S., An Song. Model test study of the interaction between ice and a compliant vertical narrow structure // Cold Regions Science and Technology. 2007. Vol. 49. Issue 2. Pp. 151–160.
8. Engelbrektsen A. A refined ice/structure interact model based on observation in Gulf of Bothnia // Proceedings of Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conference. Japan, 1997. Vol. 4. Pp. 373–376.
9. Timco G.W., Frederking R.M.W. Experimental investigations of the behavior of ice at the contact zone // Studies in Applied Mechanics. 1995. Vol. 42. Pp. 35–55.
10. Määttänen M. On conditions for the rise of self-excited ice-induced autonomous oscillations in slender marine pile structures // Finnish Board of Navigation. 1978). Report No. 25.
11. Yue Q., Bi X.J. Ice Induced Jacket Structure Vibration in Bohai Sea // Journal of Cold Regions Engineering. 2000. Vol. 14. Issue 2. 81–92.
12. Hopkins M. Numerical simulation of systems of multitudinous polygonal blocks. CRREL Report 92-221992. 69 p.
13. Kolari K., Kuutti J., Kurkela J. Fe-Simulation of Continuous Ice Failure Based on Model Update Technique // Proceedings of 20th International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions. June 9 – 12, 2009. Luleå, Sweden. Pp. 845–854.
14. Konuk I., Gürtner A., Yu S. Study of Dynamic Ice and Cylindrical Structure Interaction by the Cohesive Element Method // Proceedings of 20th International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions. June 9 – 12, 2009. Luleå, Sweden. Pp. 764–775.
15. Paavilainen J., Tuhkuri J., Polojärvi A. Discrete element simulation of ice pile-up against an inclined structure // IAHR 06 Proceedings of the 18th International Symposium on Ice. 2006. Vol. 2. Pp. 177–184.
16. Paavilainen J., Tuhkuri J., Polojärvi A. Simulation of Ice Pile-Up Process with 2d Combined Finite-Discrete Element Method // Proceedings of 20th International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions. June 9 – 12, 2009. Luleå, Sweden. Pp. 874–882.
17. Polojärvi A., Tuhkuri J. 3D Discrete Numerical modelling of Ridge Keel Punch Through Tests // Cold Regions Science and Technology. Vol. 56. Issue 1. Pp. 18–29.
18. Gurtner A., Bjerkas M., Forsberg J., Hilding D. Numerical modelling of a full scale event // Proceedings of the IAHR Conference. 2010, Lathi, Finland.
19. Shkhinek K., Zhilenkov A., Thomas G. Vibration of Fixed Offshore Structures Under Ice Action // Proceedings of the 22nd International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions. June 9–13, 2013. ESPOO, Finland.
20. Gundall P.A., Strack O.D.L. A discrete numerical model for granular assemblies // Geotechnique. 1979. Vol.29. Issue 1. Pp. 47–65.
21. Shkhinek K.N., Blanchet D, Matskevitch D. G., Croasdale K, Bhat S. Comparison of the Russian and foreign codes and methods for global load estimations // Proceedings of the 13th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering; Houston, TX, USA; 27 .02 – 3.03 1994. 1994. Vol. 4. Pp. 75–82.

*Карл Натанович Шхинек, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)9499683; эл. почта: karl-1303@mail.ru*

© Шхинек К. Н., 2014

doi: 10.5862/MCE.48.8

Вибрация шельфовых сооружений при действии льда

*Инженер-гидротехник Е.А. Салганик,
ЗАО «ГТ Морстрой»;*

*д.ф.-м.н., профессор К.Н. Шхинек,
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

Аннотация. Целью статьи является изучение процесса динамического взаимодействия льда и шельфовых сооружений и определение условий возникновения вибраций. Для этого решены задачи по созданию полноразмерной конечно-элементной модели взаимодействия ровного льда и шельфовых сооружений, сравнению полученных результатов условий возникновения вибраций с результатами полевых исследований.

Моделирование проводилось с помощью программы конечно-элементного анализа ANSYS. Для создания модели льда с возможностью разрушения были решены задачи моделирования процесса трещинообразования, проверки полученной многокомпонентной модели с помощью базовых тестов по определению ее прочностных свойств, определению уровня нагрузок на сооружения различного типа.

Объектом исследования является роль упругих и инерционных параметров шельфовых сооружений, геометрических и динамических параметров ледового поля в процессе возникновения вибраций при взаимодействии сооружения и льда. В качестве предметов для моделирования сооружений были выбраны платформа «Моликпак» в Канаде и маяк «Норстрёмсгрюнд» в Швеции.

Исследование содержит апробацию результатов, их сравнение с данными полевых исследований, с величинами нагрузок, полученных с помощью рекомендаций стандарта ISO 19906 «Нефтяная и газовая промышленность. Сооружения арктического шельфа» и с результатами дискретно-элементного моделирования. Полученные результаты имеют приемлемый уровень погрешности по сравнению с результатами других исследований процесса возникновения динамических нагрузок при действии льда.

Ключевые слова: вибрация; ледовые нагрузки; шельфовые сооружения; механика разрушения; компьютерное моделирование; метод конечных элементов; ANSYS

Введение

Растущий объем деятельности человека в арктической зоне требует точной методики определения нагрузок на сооружения. Ледовые нагрузки в этой зоне превышают значения суммы всех остальных нагрузок. Обычно ледовые нагрузки рассматриваются со стороны ровного льда, торосов и айсбергов [1]. В данной статье рассматриваются динамические нагрузки со стороны ровного льда.

За последние несколько десятилетий значительное количество гидротехнических сооружений подвергалось влиянию динамических нагрузок со стороны ровного льда, превышающих расчетные [2]. Одним из наиболее значительных событий было возникновение вибрации нефтедобывающей платформы «Моликпак» в море Бофорта в апреле 1986 года [3].

Современные стандарты определения нагрузок на шельфовые сооружения со стороны ровного льда предполагают определение динамических нагрузок. Международный стандарт ISO 19906 [4] предлагает методы их нахождения. Однако величины нагрузок, полученные по этому стандарту, нередко бывают превышены на различных гидротехнических сооружениях [1]. Кроме того, методика нахождения этих нагрузок по стандарту ISO не учитывает многие значимые для динамического воздействия параметры, такие как скорость ледового поля, форма гидротехнического сооружения, его жесткостные и инерционные параметры.

Целью этого исследования является изучение процессов динамического взаимодействия льда и шельфовых сооружений на основе конечно-элементного моделирования. Анализ литературы показывает, что с помощью этого метода пока что не было описано возникновение вибраций шельфовых сооружений [5].

Методология исследования основана на использовании метода конечных элементов для моделирования динамического взаимодействия льда и сооружения с учетом образования внутренних трещин во льду. Для процесса трещинообразования использовалась модель связывающих элементов.

Статья состоит из описания исследования свойств модельного льда, их соотношения с реальными физическими параметрами и расчета вибрации сооружений. Соотношение модели с физическими параметрами льда состоит в проведении базовых тестов для используемой модели льда для определения достоверности основных характеристик материала: прочность на одноосное сжатие, прочность на одноосное растяжение, прочность на изгиб. В третьей части исследования определены глобальные статические и динамические нагрузки, которые были сравнены с нагрузками, определяемыми с помощью стандарта ISO 19906.

Обзор иностранной и отечественной литературы

Ранние исследования вибрации сооружений показывают, что при рассмотрении взаимодействия льда и сооружения следует учитывать несколько диапазонов скоростей, которые и определяют характер взаимодействия [1].

Бленкарн и Пейтон провели натурные эксперименты, которые показали, что колебания сооружения происходят при малых скоростях льда [6]. Также они получили зависимость прочности льда на одноосное сжатие от скорости деформации льда.

Карна [7] с помощью лабораторных экспериментов определил диапазон скоростей, при которых возникают вибрации. Он пришел к выводу, что при возникновении вибраций максимальная скорость сооружения превышает скорость льда на 40 %.

Уравнения, полученные Пейтоном, и модель вибраций Маттанена использовались для анализа динамических взаимодействий на сооружения [8].

С помощью полевых измерений на различных гидротехнических сооружениях были получены условия возникновения вибраций платформ в Бохайском заливе [9], заливе Кука [10], море Бофорта [3], Ботническом заливе [11].

Показано, что возникновение вибраций зависит от соотношения между скоростью льда, его прочностными и геометрическими параметрами, размерами сооружения, его жесткостью и массой [2].

Существенный шаг в решении вопроса возникновения вибраций сделан в работах [5, 12], описывающих процесс разрушения льда через образование трещин. Для описания связи усилий и деформаций в работе [13] использована модель Твергаарда и Хатчинсона, описывающая связь усилий и деформаций в предварительно созданных трещинах. Также использовались положения механики разрушения, разработанные Барренблаттом [14].

В области статического и динамического конечно-элементного моделирования работали Дайан [15] и Санд [16].

Для задачи описания процесса динамического взаимодействия сооружения и льда Жиленковым [17] и Шхинком [18, 19] была создана дискретно-элементная модель.

Динамическая нагрузка в ISO 19906 определяется из условий воздействия на сооружение силы, величина которой определяется с помощью идеализированной кривой и зависит от времени [4]. Нагрузка задается в определенном диапазоне значений в виде повторяющихся треугольников с периодом, равным собственной частоте колебаний сооружения F_{str} .

Постановка задачи

Рассматривается следующая задача: на податливое сооружение, расположенное на дне моря, действует ледяное образование. Задача решается путем изучения взаимодействия сооружения со льдом, определения нагрузок, действующих на сооружение, и возникающих при этом усилий и реакции сооружения.

В качестве программного комплекса для моделирования выбран комплекс ANSYS. Для корректного описания свойств льда должен быть проведен комплекс исследований. Эти исследования касаются вопросов развития трещин между элементами и связи параметров отдельных элементов модели льда и параметров конечно-элементной сетки с глобальными прочностными свойствами льда, такими как модуль упругости, коэффициент Пуассона, пределы прочности на растяжение, сжатие и изгиб в различных направлениях.

Для подтверждения правильности моделирования процесса необходимо сравнить полученные результаты с данными полевых наблюдений и рекомендациями нормативных документов.

Механические свойства льда

Морской лед в общем случае является анизотропным и нелинейным материалом. При динамических нагрузках он описывается основными параметрами: пределом прочности на сжатие σ_y и растяжение T , модулем Юнга E , коэффициентом Пуассона ν и коэффициентом кулоновского трения μ [1].

При высоких значениях скорости деформации $\dot{\varepsilon}$, которым соответствует процесс взаимодействия льда и гидротехнических сооружений, лед разрушается путем образования трещин. При увеличении нагрузки лед сначала деформируется упруго, затем пластично при параллельно идущем процессе образования трещин.

В основе линейно-упругой механики разрушения лежит предположение о существовании доминирующих трещин, роль которых в моделировании льда выполняют связывающие элементы. Для характеристики трещины существует коэффициент интенсивности напряжений K .

Согласно экспериментам [20] зарождение трещин при высоких скоростях деформации происходит при растягивающих напряжениях до 1,2 МПа, развитие трещин – после этого предела.

Критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} составляет 100–250 кПа/м^{1/2} [4]. Большие значения соответствуют морскому льду, меньшие – лабораторным образцам. Интенсивность выделения энергии G_I в нормальном направлении определяется по формуле Ирвина [20]:

$$G_I = \frac{K_I^2}{E'} = \frac{K_I^2(1-\nu^2)}{E}, \quad (1)$$

где E – модуль Юнга льда, ν – коэффициент Пуассона льда.

Параметры конечно-элементной модели

Для моделирования принимаются следующие параметры льда: модуль Юнга $E = 5$ ГПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$; предел прочности на сжатие $S = 1,5$ – $3,0$ МПа; предел прочности на растяжение $T = 0,3$ – $1,1$ МПа [22]. Для льда используются полноинтегрируемые 8-узловые объемные элементы и упруго-пластичный материал [23, 24] (табл. 1).

Таблица 1. Входные параметры для упруго-пластичного материала объемных элементов льда [25]

Параметр	Единица измерения	Значение параметра
Массовая плотность ρ	кг/м ³	910
Модуль Юнга E	ГПа	5,0
Коэффициент Пуассона ν	-	0,3
Предел текучести σ_y	МПа	1,0–3,0
Модуль упругого упрочнения E_{tan}	МПа	-6,7; 0; 1,0; 5,0; 10,0
Кривая зависимости напряжения от пластической деформации $\sigma = \sigma(\varepsilon_p)$	-	Рисунок 1

При малых напряжениях материал ведет себя как упругий с линейной зависимостью напряжений и деформаций, характеризуемой модулем Юнга E . Для перехода к пластичности напряжения в материале должны превысить значения предела текучести. Далее, если задана кривая зависимости напряжения σ от пластической деформации ε_p (рис. 1), напряжения в материале линейно уменьшаются (разупрочнение) при росте деформации до определенного значения напряжения (0,01 МПа), после чего материал становится идеально пластичным.

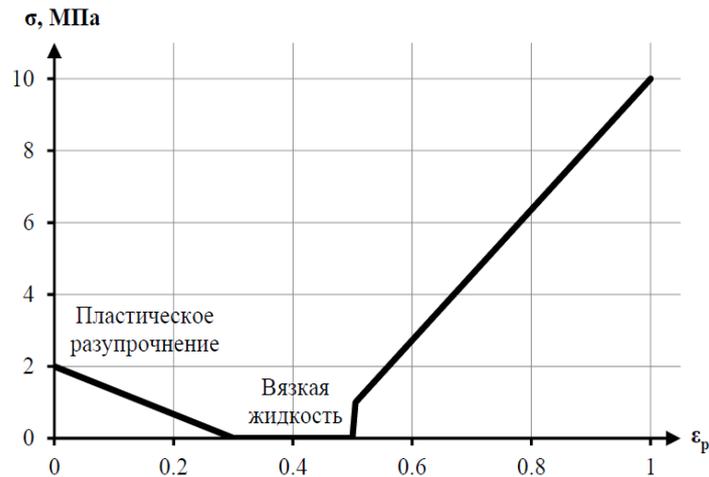


Рисунок 1. Кривая зависимости напряжения σ от пластической деформации ϵ_p

Если задан модуль упругого упрочнения E_{tan} , после преодоления предела текучести наступает фаза линейного упрочнения. В этом случае зависимость напряжения и деформации материала билинейная. Для корректного моделирования процесса образования трещин модель льда составляется из основных и связывающих элементов (рис. 3).

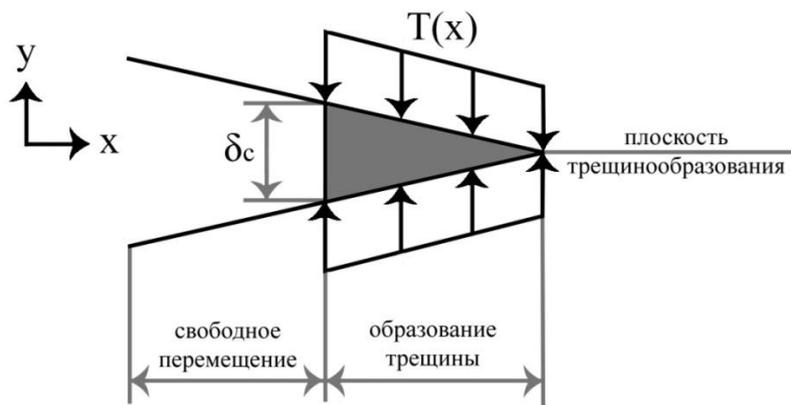


Рисунок 2. Схема образования трещины при использовании связывающих элементов: при росте деформации δ растет тяга $T(x)$ до момента достижения деформацией критического значения δ_c

При внедрении связывающих элементов необходимо задать закон связи тяги и деформации. В качестве этого закона удобно использовать закон Твергаарда и Хатчинсона [13] (рис. 4).

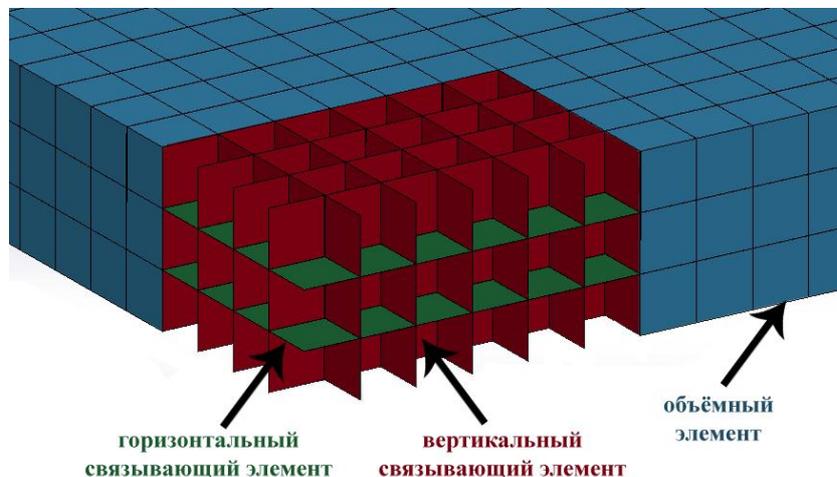


Рисунок 3. Разделение конечно-элементной модели льда на вертикальные и горизонтальные связывающие элементы и объемные элементы

Салганик Е.А., Шхинек К.Н. Вибрация шельфовых сооружений при действии льда

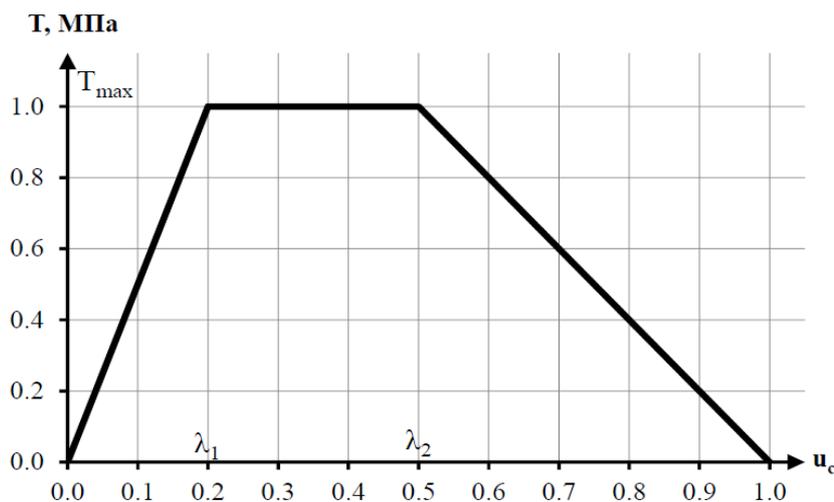


Рисунок 4. Трилинейный закон тяги T и деформации u_c связывающих элементов

В работе для моделирования использовался материал с произвольной связью тяги и деформации, которая была принята трилинейной (табл. 2).

Таблица 2. Параметры связывающих элементов

Параметр	Вертикальные связывающие элементы	Горизонтальные связывающие элементы
Массовая плотность ρ кг/м ³	910	910
Деформация до предельной тяги λ_1	0,08	0,10
Деформация до ослабления материала λ_2	0,45	0,55
Интенсивность нормального выделения энергии G_I , Н/м	2–5200	2–5200
Интенсивность тангенциального выделения энергии G_{II} , Н/м	2–5200	2–5200
Предельная тяга T_{max} , МПа	0,3–1,0	1,1

Статическое давление на сооружение от ледовой нагрузки p находят через значения напряжений на поверхностях конечных элементов на границе между сооружением и льдом через интегрирование локальных значений давления по поверхности контакта:

$$p = \int p_i dA. \quad (2)$$

Глобальная ледовая нагрузка F определяется по формуле:

$$F = pA = pDh, \quad (3)$$

где D – ширина сооружения, h – толщина льда.

Реакция сооружения R_{str} определяется по формуле:

$$R_{str} = k_{str} x_{str}, \quad (4)$$

где k_{str} – коэффициент упругости пружины, определяющей податливость сооружения, x_{str} – перемещение сооружения относительно центра своего равновесия.

Прочность на сжатие

При взаимодействии с сооружением лед подвергается значительным сжимающим нагрузкам, поэтому необходимо проверить реалистичность поведения модели на примере хорошо исследованных испытаний на одноосное сжатие [26]. Значения прочности льда на одноосное неограниченное сжатие находятся в пределах от 0,5 МПа до 12 МПа [1].

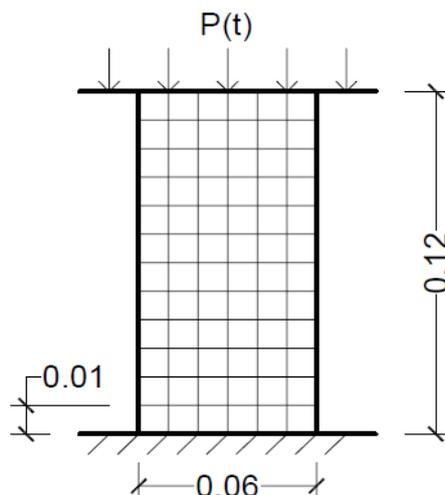


Рисунок 5. Схема определения прочности модели льда на одноосное сжатие

Расчетные образцы представляли собой призмы с квадратным сечением. Задавалась нагрузка $P(t)$, линейно возрастающая со временем. Регистрировалась нагрузка при разрушении P_{\max} и площадь поперечного сечения A . Прочность льда на одноосное сжатие C равна:

$$C = \frac{P_{\max}}{A}. \quad (5)$$

Была определена зависимость прочности модели на сжатие от прочностных параметров отдельных материалов: предела текучести σ_y объемных элементов, предела прочности на растяжение T и сдвиг S связывающих элементов, интенсивности выделения энергии при трещинообразовании G_I и G_{II} .

Прочность на сжатие C модели льда значительно зависит от формы и параметров кривой зависимости между напряжением и деформацией.

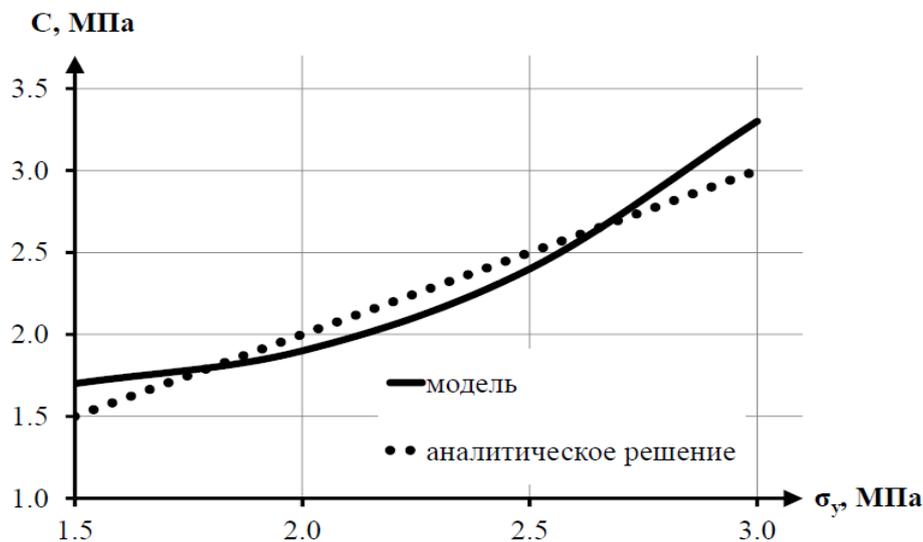


Рисунок 6. Зависимость прочности на сжатие C от предела текучести σ_y для модели льда и для аналитического решения $C(\sigma_y) = \sigma_y$

В интервале значений предела текучести 1,5–3,0 МПа разность между пределом текучести объемных элементов σ_y и пределом прочности на сжатие образца C не превышает 12 % (рис. 6).

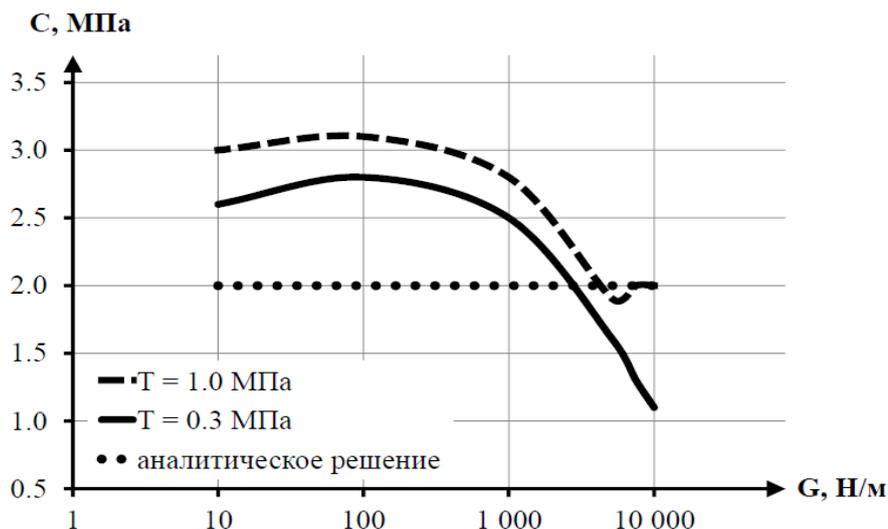


Рисунок 7. Зависимость прочности на сжатие C от интенсивности выделения энергии при трещинообразовании G при различных пределах прочности на растяжение T для модели льда и для аналитического решения

Прочность льда на сжатие C зависит от параметров связывающих элементов. При изменении интенсивности выделения энергии при трещинообразовании в нормальном и касательном направлениях G_I и G_{II} в пределах 10–5200 Н/м прочность льда на сжатие изменяется в диапазоне 95–150 % от предела текучести объемных элементов σ_y (рис. 7).

Наилучшее соответствие с аналитическим решением модель льда показала при пределе текучести объемных элементов в диапазоне 1,5–2,5 МПа и интенсивности выделения энергии при трещинообразовании 5200 Н/м.

Прочность модели льда на сжатие:

- повышается прямо пропорционально увеличению предела текучести объемных элементов;
- повышается при понижении интенсивности выделения энергии трещинообразования;
- незначительно понижается при уменьшении предела прочности на растяжение и сдвиг вертикальных связывающих элементов.

Изгибная прочность

Экспериментальные значения изгибной прочности σ_f находятся в пределах 0,1–1,0 МПа.

Изгибная прочность σ_f определяется прочностью льда на растяжение [27].

Для проведения тестов была создана модель, представляющая собой балку прямоугольного сечения на двух роликовых опорах (рис. 8). Разрушению отвечает момент удаления первого связывающего элемента модели. Нагрузка приложена к центру верхней поверхности балки вдоль оси Z .

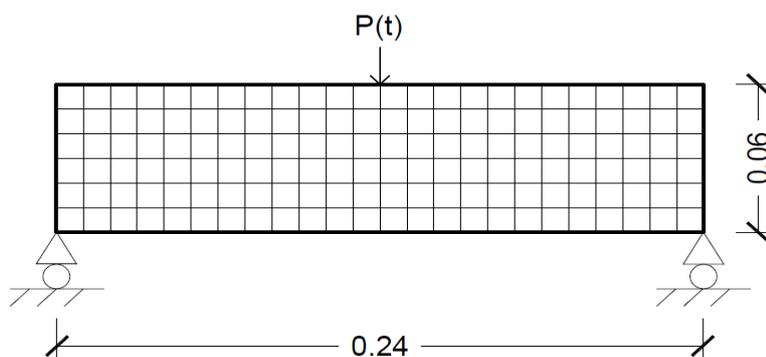


Рисунок 8. Схема определения прочности модели льда на изгиб

Неизменными при моделировании изгиба балки остаются параметры горизонтальных связывающих элементов: предельная тяга в нормальном и касательном направлении $T_x^{hor} = T_z^{hor} = 1,1 \text{ МПа}$.

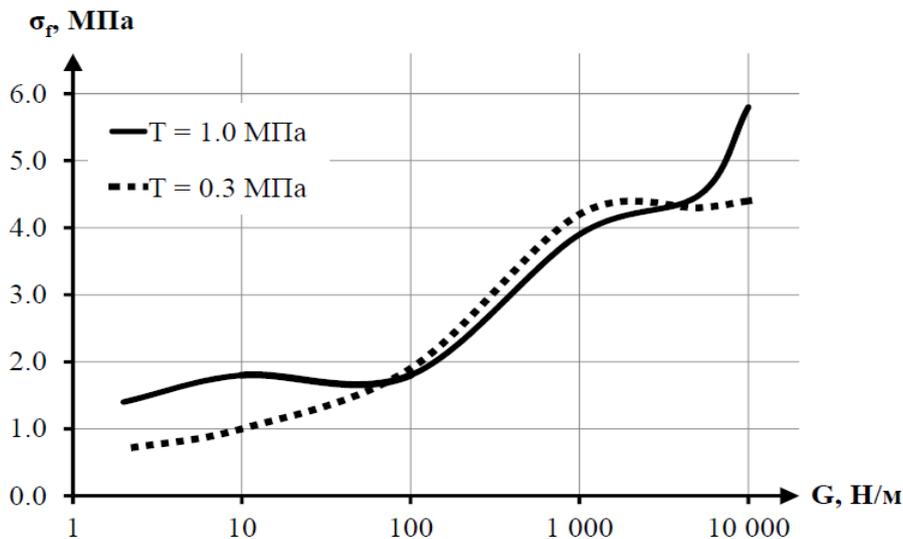


Рисунок 9. Зависимость прочности на изгиб σ_f от интенсивности выделения энергии при трещинообразовании G при различных пределах прочности на растяжение T

Предел прочности на изгиб увеличивается при возрастании интенсивности выделения энергии при трещинообразовании G (рис. 9) и находится в пределах 1,5–6,0 от величины прочности на растяжение T вертикальных связывающих элементов.

Прочность на растяжение

Прочность льда на одноосное растяжение находится в пределах 0,1–2,0 МПа [1]. Для рассматриваемой модели льда на прочность образца при растяжении влияют параметры вертикальных связывающих элементов: предельная тяга в нормальном направлении T_x и интенсивность выделения энергии в нормальном направлении G_I .

При незначительных величинах интенсивности выделения энергии предел прочности на растяжение связывающих элементов T_x совпадает с полученным пределом прочности на растяжение модели льда T . При значительной интенсивности выделения энергии часть растягивающих усилий поглощается в связывающих элементах, совершая работу по относительному перемещению их противоположных плоскостей.

Горизонтальная нагрузка приложена ко всем узлам крайних граней балки, перпендикулярных направлению нагрузки, вдоль оси X (рис. 10).

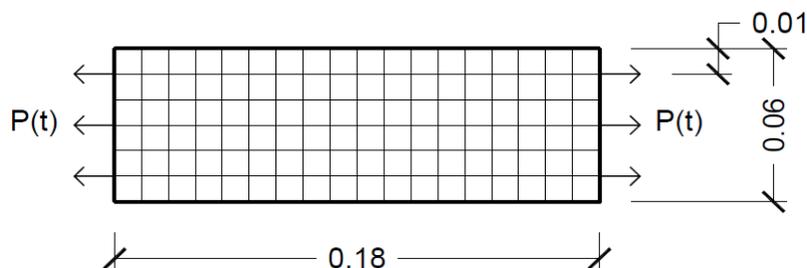


Рисунок 10. Схема определения прочности модели льда на растяжение

В зависимости от значений G прочность на растяжение модели T находится в пределах 1,0–1,7 от предельной тяги связывающих элементов $T_x = 1,0 \text{ МПа}$ и в пределах 0,9–5,2 от предельной тяги связывающих элементов $T_x = 0,3 \text{ МПа}$.

По результатам моделирования свойств льда можно сделать следующие заключения.

1. Определено влияние основных параметров модели на прочностные характеристики модельного льда.
2. Прочностные параметры модельного льда, в общем, близки к параметрам реального льда. Однако следует учитывать некоторое влияние масштаба, особенно при растяжении. Следует отметить, что коэффициент интенсивности K_{1c} является размерным, что приводит к масштабному эффекту в механике разрушения.
3. В зависимости от свойств льда по данным испытаний на сжатие, растяжение и изгиб можно откалибровать входные параметры для получения необходимых прочностных свойств модели.

Глобальная нагрузка на жесткие сооружения

Для уверенности в результатах расчетов вибрации предварительно рассмотрена более простая задача определения квазистатических ледовых нагрузок на сооружения цилиндрического и прямоугольного поперечного сечений и проведено сопоставление их с результатами, определенными по нормам.

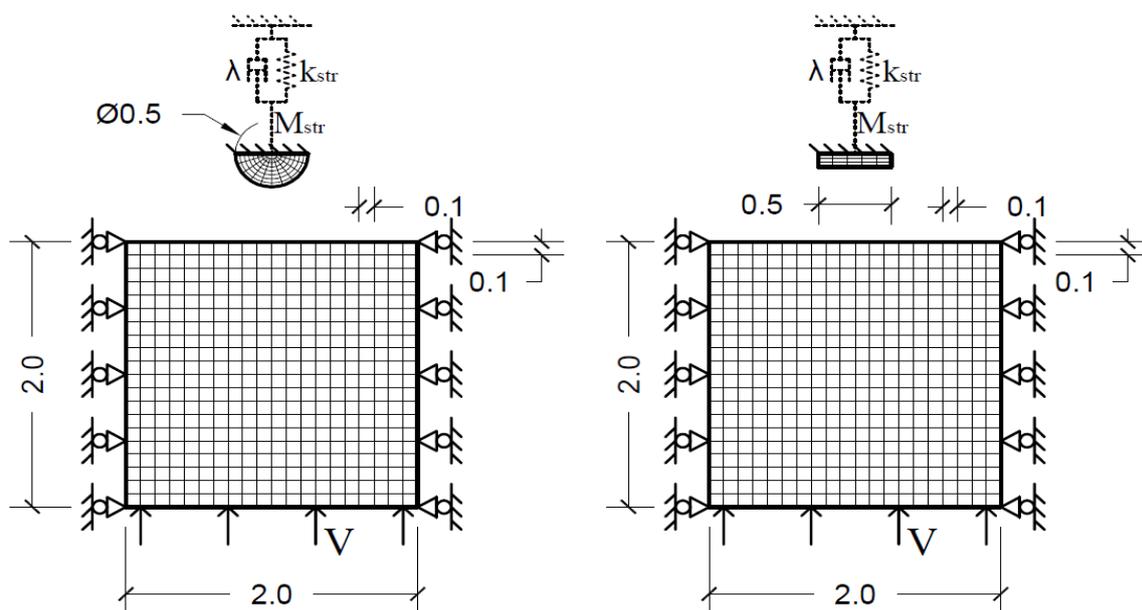


Рисунок 11. Конечно-элементная схема взаимодействия льда и жесткого или податливого сооружения прямоугольного или цилиндрического сечения

При моделировании рассматриваются прямоугольное и цилиндрическое сооружения, жестко закрепленные в узлах поверхности, не контактирующей со льдом.

Модель льда соответствует модели, описанной в предыдущих разделах. Часть входных параметров модели льда была постоянной во время всех проведенных тестов: плотность льда $\rho = 910 \text{ кг/м}^3$; модуль Юнга $E = 5 \text{ ГПа}$; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$; предел на растяжение и сдвиг вертикальных и горизонтальных связывающих элементов $T_x^{hor} = T_z^{hor} = 1,1 \text{ МПа}$.

Для нахождения оптимальных параметров в процессе проведения экспериментов меняются следующие величины: скорость ледового поля $V = 0,1-1,0 \text{ м/с}$; интенсивность выделения энергии при трещинообразовании $G_{i,II} = 100-5200 \text{ Н/м}$; толщина льда $h = 0,3-0,5 \text{ м}$. Поперечный размер сооружения $D = 0,5-0,7 \text{ м}$. При различных входных параметрах модели находятся значения давления от ледовой нагрузки p_{max} и глобальной ледовой нагрузки F_{max} .

Значения максимального статического давления p_{max} прямо пропорциональны значениям предела текучести объемных элементов льда σ_y . При увеличении значений интенсивности выделения энергии при трещинообразовании $G_{i,II} = 100-5200 \text{ Н/м}$ давление увеличивается (рис. 12).

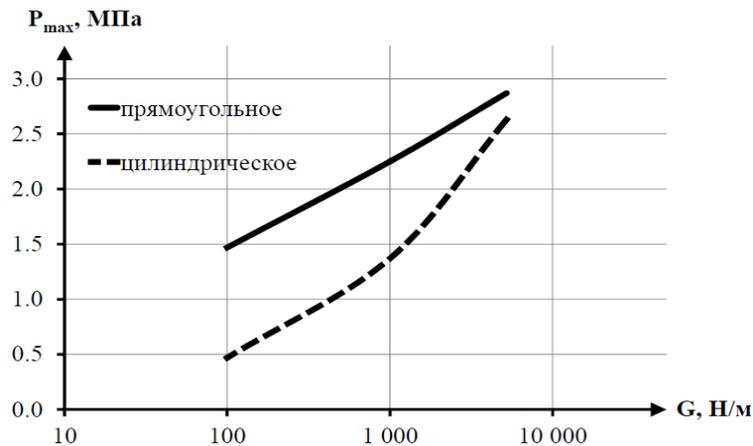


Рисунок 12. Зависимость максимального статического давления p_{\max} на жесткое сооружение цилиндрического и прямоугольного сечения от интенсивности выделения энергии при трещинообразовании G при скорости льда $V = 0,5$ м/с

Максимальное давление p_{\max} прямо пропорционально значениям предела прочности на сдвиг вертикальных связывающих элементов T_z^{vert} . Давление на жесткие сооружения достигает своего максимума в момент появления первых трещин, дальнейшее дробление льда не вызывает значительных нагрузок.

Глобальная нагрузка на податливые сооружения

Податливое сооружение при взаимодействии с ледовым полем можно описать двумя основными характеристиками: коэффициентом упругости k_{str} и массой M_{str} . На процесс взаимодействия также влияет скорость ледового поля V .

Частота собственных колебаний сооружения F_{str} может быть определена по формуле:

$$F_{str} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{str}}{M_{str}}} \quad (6)$$

Для более точного понимания влияния податливости на статическую нагрузку в данном разделе рассматривается взаимодействие льда и сооружения с параметрами, аналогичными использованным при моделировании взаимодействия с абсолютно жестким сооружением: толщина льда $h = 0,3$ м; диаметр цилиндра $D = 0,5$ м; ширина сооружения прямоугольного сечения $D = 0,5$ м.

При моделировании постоянными оставались: плотность льда $\rho = 910 \text{ кг/м}^3$; модуль Юнга $E = 5 \text{ ГПа}$; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$; предел прочности вертикальных и горизонтальных связывающих элементов $T_x^{vert} = T_z^{vert} = 1,0 \text{ МПа}$ и $T_x^{hor} = T_z^{hor} = 1,1 \text{ МПа}$; предел текучести объемных элементов льда $\sigma_y = 2,0 \text{ МПа}$. Также не изменялись параметры кривой связи пластических напряжений и деформаций объемных элементов льда.

Варьировались скорость ледового поля $V = 0,05; 0,1; 0,2; 0,5; 1,0$ м/с и частота собственных колебаний сооружения $F_{str} = 1,5; 7,5; 10$ Гц за счет изменения массы сооружения M_{str} и коэффициента упругости сооружения k_{str} .

Для цилиндрического сооружения частоты собственных колебаний изменялись за счет изменения массы M_{str} в диапазоне 10–1000 т при постоянном коэффициенте упругости $k_{str} = 40 \text{ МН/м}$ и за счет изменения коэффициента упругости k_{str} в диапазоне 10–40 МН/м при постоянной массе сооружения $M_{str} = 10$ т.

По итогам моделирования были определены условия возникновения вибраций при различных жесткостных характеристиках сооружений (рис. 13 и 14). При изменении жесткости сооружения k_{str} параметры условий возникновения вибраций изменяются менее значительно, чем при изменении массы сооружения M_{str} .

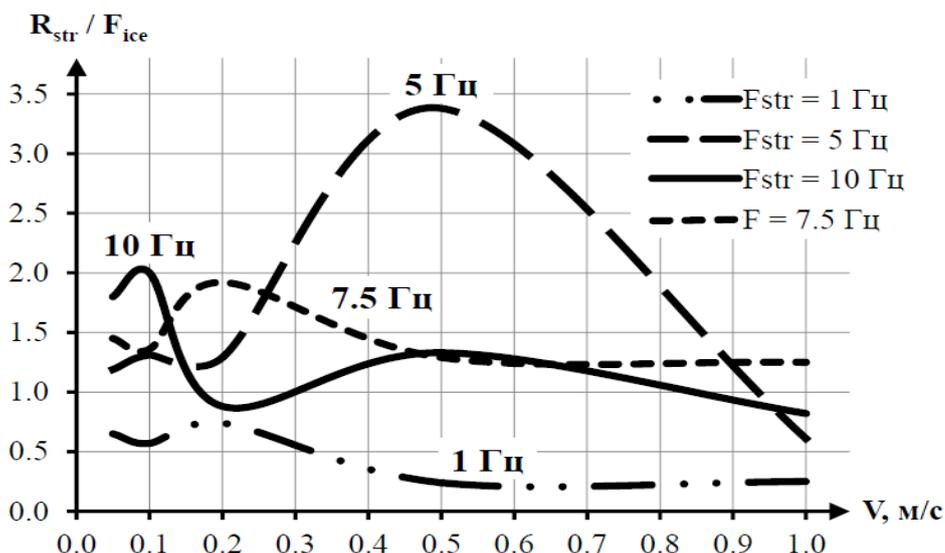


Рисунок 13. График зависимости отношения реакции сооружения и ледовой нагрузки R_{str} / F_{ice} от скорости льда V при собственной частоте сооружения $F_{str} = 1; 5; 7,5; 10 \text{ Гц}$ и постоянной жесткости 10 МН/м

Увеличению массы сооружения соответствуют большие скорости диапазона возникновения вибраций. Для сооружения с собственной частотой колебаний $F_{str} = 5 \text{ Гц}$ при увеличении массы в 4 раза с 10 т до 40 т отношение реакции сооружения R_{str} и ледовой нагрузки F_{ice} увеличилось в 1,4 раза.

Диапазон максимальных вибраций соответствует диапазону скоростей ледового поля 0,1–0,5 м/с. При возникновении вибраций максимальные значения реакции сооружения R_{str} находятся в пределах 2,0–3,4 от соответствующих значений ледовой нагрузки F_{ice} .

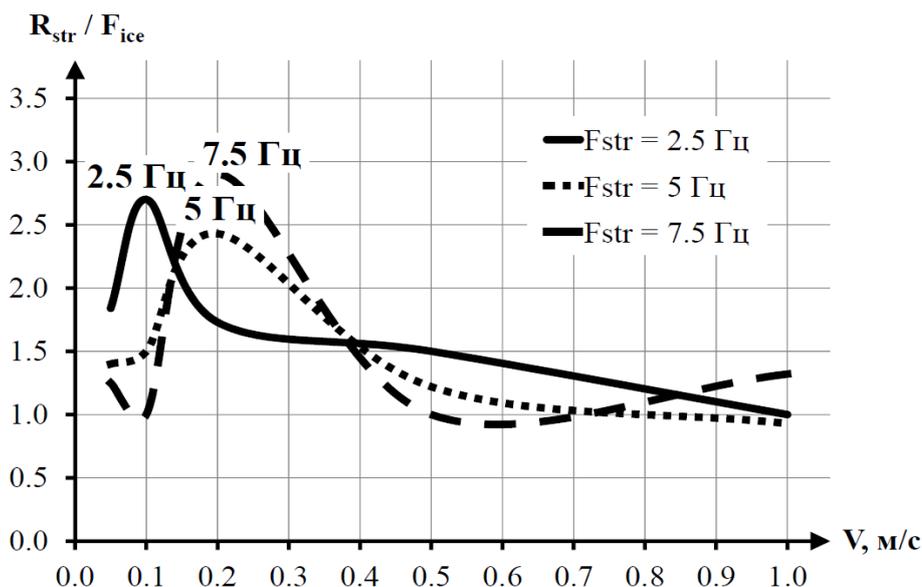


Рисунок 14. График зависимости отношения реакции сооружения и ледовой нагрузки R_{str} / F_{ice} от скорости льда V при собственной частоте сооружения $F_{str} = 2,5; 5; 7,5 \text{ Гц}$ и постоянной массе 10 т

Для сооружения прямоугольного сечения с шириной $D = 0,5$ м были проведены испытания при постоянной частоте собственных колебаний F_{str} при различных значениях коэффициента упругости k_{str} и массы сооружения M_{str} .

Уровень нагрузок и реакций на сооружения прямоугольного сечения с аналогичной диаметру шириной $D = 0,5$ м превышает уровень нагрузок и реакций на цилиндрическое сооружение. Значительное воздействие на уровень вибраций сооружений прямоугольного сечения оказывает масса сооружения. При увеличении массы в 10 раз величина динамического коэффициента возрастает в 2 раза (рис. 15). Однако при дальнейшем увеличении массы при сохранении частоты собственных колебаний значения динамического коэффициента находятся в пределах 2,5–3,5.

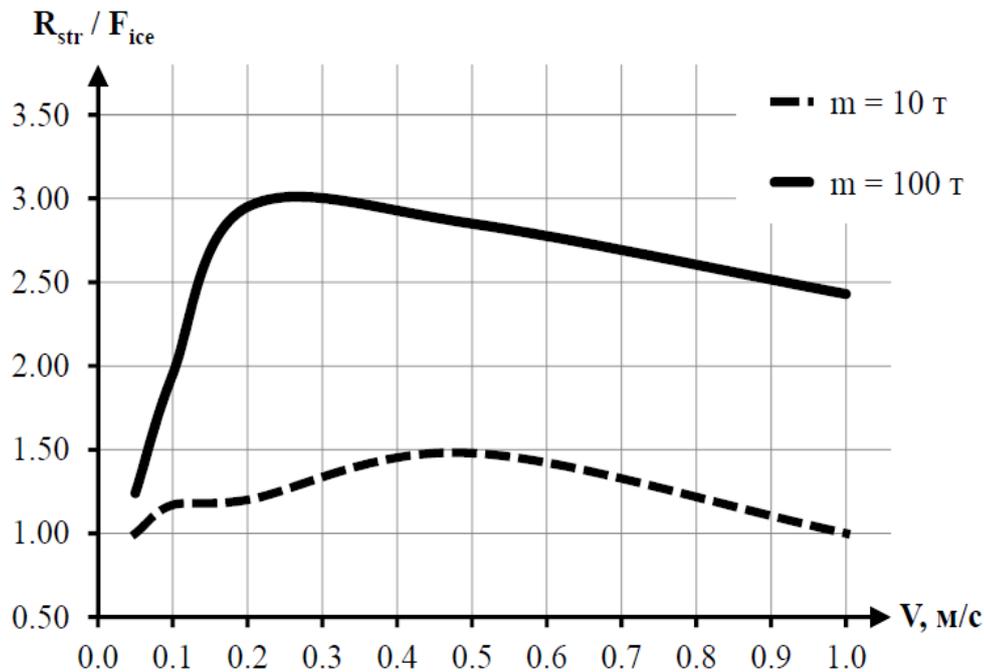


Рисунок 15. График зависимости отношения реакции сооружения и ледовой нагрузки

R_{str} / F_{ice} от скорости льда V при собственной частоте сооружения прямого сечения

$F_{str} = 5$ Гц в зависимости от массы сооружения

Аналитическое решение подобной задачи с помощью рекомендаций стандарта ISO 19906 не позволяет учитывать влияние массы на уровень вибраций, т. к. масса вместе с жесткостью сооружения определяет постоянную частоту его собственных колебаний.

Для аналитического решения задачи мы задаем сооружение материальной точкой с одной степенью свободы с соответствующей массой M_{str} , на линейной пружине с жесткостью k_{str} , на которую действует нагрузка, зависящая от времени, с максимальным значением F_{max} и амплитудой $\Delta F = F_{max} - F_{min} = qF_{max}$.

Коэффициент q принимается равным 0,3 и уточняется при нахождении максимальной скорости сооружения при нагружении $V_{str}^{iso} = 0,084 \cdot F_{str}$. Полученные для сооружений с собственной частотой колебаний $F_{str} = 1; 5; 10$ Гц нагрузки находятся в диапазоне 1,2–1,7 МН, что в 3,5–5,0 раз превышает нагрузки, полученные с помощью моделирования. Динамический коэффициент при аналитическом решении задачи находится в пределах значений 2,6–3,6.

Динамическая нагрузка на маяк «Норстрёмсгрюнд»

Маяк «Норстрёмсгрюнд» находится в северной части Ботнического залива на территории Швеции. Его высота составляет 42 метра, диаметр на уровне ватерлинии – 7,5 м. Тип сооружения – цилиндрический кессон.

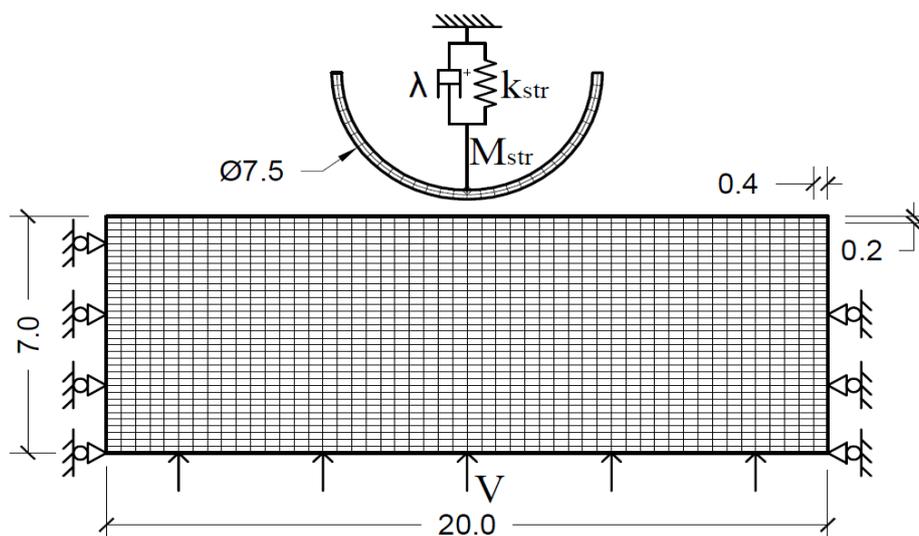


Рисунок 16. Конечно-элементная схема взаимодействия маяка «Норстрёмсгрюнд» и ледового поля

Во время исследовательского проекта по измерению нагрузок от тонкого льда (LOLEIF) [28] маяк «Норстрёмсгрюнд» был оборудован панелями для измерения ледовых нагрузок и устройствами по измерению толщины льда. Во время проекта STRICE были проведены измерения нагрузок на маяк в период между 2001 и 2003 годами. Частота снятия данных варьировалась в пределах 1–100 Гц для разных панелей.

Скорость льда в рассматриваемых 2001 и 2002 годах находилась в пределах 0–0,6 м/с, толщина ровного льда в пределах 0–0,7 м. В этот период наиболее вероятным было значение скорости льда 0,1 м/с. По данным за 2001 год максимальное эффективное давление на маяк находилось в пределах 0,4–1,6 МПа. Наибольшим значениям максимального давления (1,0–1,6 МПа) соответствовали толщина льда 0,2–0,3 м и скорость льда 0,15–0,17 м/с.

Полевые и модельные нагрузки необходимо сравнить с рекомендованными нагрузками на гидротехнические сооружения от действия ровного льда. Максимальная глобальная ледовая нагрузка F_{\max} и максимальное статическое давление p_{\max} в соответствии со стандартом ISO равны:

$$p_{\max} = C_R h^n \left(\frac{D}{h} \right)^m = 1,4 \cdot 0,6^{-0,38} \cdot \left(\frac{7,5}{0,6} \right)^{-0,16} = 1,13 \text{ МПа},$$

$$F_{\max} = p_{\max} D h = 1,13 \cdot 7,5 \cdot 0,6 = 5,09 \text{ МН}$$

Для определения зависимости уровня вибраций сооружения от параметров ледового поля было смоделировано несколько вариантов взаимодействия при скоростях и толщинах ледового поля, наблюдаемых в отчетах различных исследовательских проектов. Параметры модели маяка (табл. 3) включают в себя массу сооружения M_{str} , жесткость сооружения k_{str} , коэффициент демпфирования λ и диаметр D .

Таблица 3. Параметры модели маяка «Норстрёмсгрюнд»

Масса M_{str}	Жесткость k_{str}	Коэффициент демпфирования λ	Диаметр D
кг	Н/м	-	м
$7,13 \cdot 10^6$	$8,33 \cdot 10^8$	0,03	7,5

Были определены величины нагрузок и реакций маяка при действии льда толщиной 0,3 м и 0,6 м при скоростях $V = 0,05-1,00$ м/с. Уровень вибраций определен с помощью отношения реакции и нагрузки при различных скоростях ледового поля (рис. 17). Максимальные динамические нагрузки наблюдаются при скорости 0,20 м/с, что соответствует полевым данным проекта STRICE.

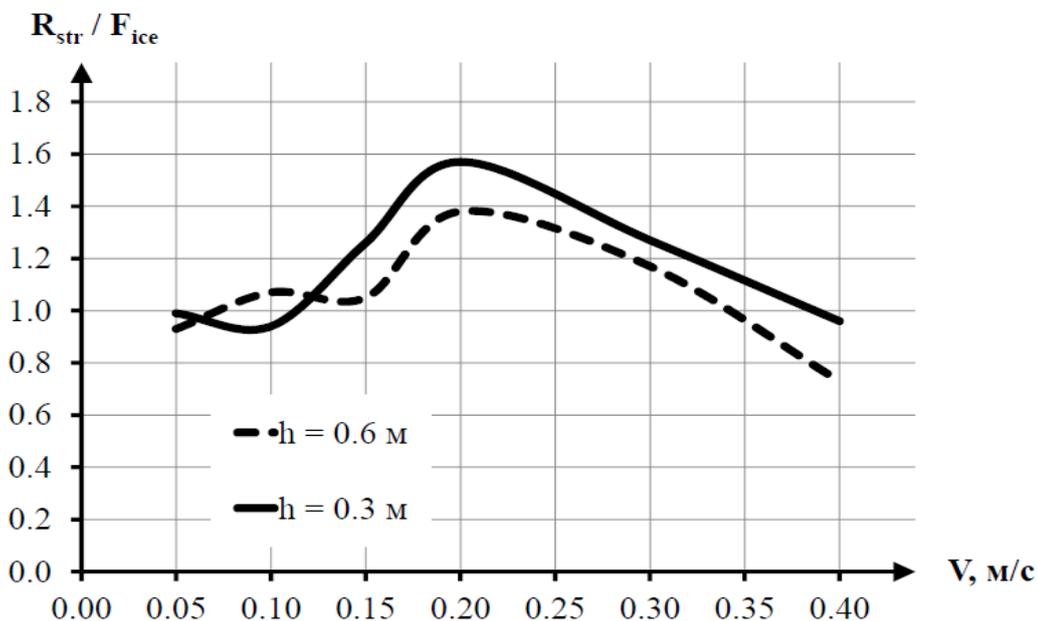


Рисунок 17. График зависимости отношения реакции маяка «Норстрёмсгрюнд» и ледовой нагрузки R_{str} / F_{ice} от скорости льда V

Нагрузки были определены и аналитически с помощью рекомендаций стандарта ISO 19906. Уровень нагрузок (2,5–5,1 МН) и значения динамического коэффициента (2,6–5,0) при таком способе моделирования значительно превышают значения конечно-элементного моделирования и значения, полученные в ходе полевых экспериментов проектов LOLEIF и STRICE на маяке «Норстрёмсгрюнд».

При максимальном давлении на измерительные панели, установленные на маяке, в 1,6 МПа и среднем значении прочности льда на сжатие 1,1 МПа значения динамического коэффициента не превышают 1,5. Аналогичные значения отношения реакции и нагрузки получены с помощью моделирования в программном комплексе ANSYS.

Динамическая нагрузка на платформу «Моликпак»

Платформа «Моликпак» представляет собой сооружение кессонного типа, предназначенное для установки на подводную песчаную берму. 12 мая 1986 года на платформе возникли значительные вибрации, что привело к увеличению нагрузок на сооружение до 250 МН.

Таблица 4. Параметры максимальных нагрузок на платформу «Моликпак» [2]

Дата	Скорость льда	Толщина льда	Нагрузка	Прочность льда
-	м/с	м	МН	МПа
17 февраля 1986	0,03–0,06	0,5–0,7	60	1,7
7 марта 1986	0,05	2,8	300	1,3
12 апреля 1986	0,06	3,5	400	1,5
12 мая 1986	0,1	1,9–3,5	250	1,4
25 июня 1986	0,1	1,7–2,5	115	0,8

Частота собственных колебаний платформы F_{str} составляет 1,8 Гц. По рекомендациям стандарта ISO 19906 вибрации на платформе должны возникать при скоростях, близких к значению 0,15 м/с. Коэффициент упругости и масса платформы Моликпак были определены через ее геометрические характеристики (табл. 5).

Таблица 5. Параметры модели платформы «Моликпак»

Масса M_{str}	Жесткость k_{str}	Коэффициент демпфирования λ	Диаметр D
кг	Н/м	-	м
$7,8 \cdot 10^7$	$1,0 \cdot 10^{10}$	0,03	90,0

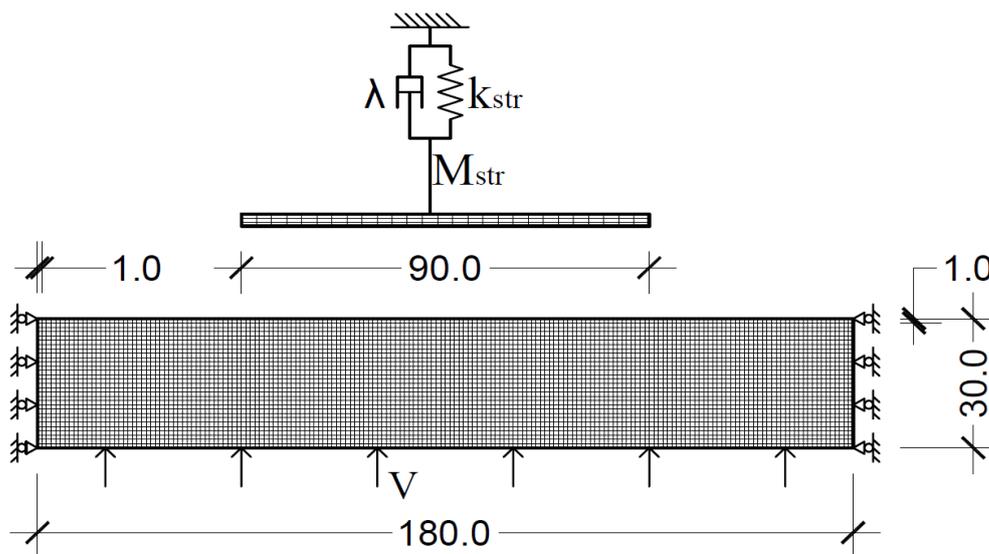


Рисунок 18. Конечно-элементная схема взаимодействия платформы «Моликпак» и ледового поля

Проведено моделирование взаимодействия платформы и ледового поля с толщиной $h = 1$ м и диапазоном скоростей $V = 0,05 - 0,5$ м/с (табл. 6). Максимальная реакция платформы соответствует скорости ледового поля $V = 0,1$ м/с при величине динамического коэффициента 2,2.

Таблица 6. Результаты моделирования взаимодействия льда и платформы «Моликпак»

h	V	V_{str}^{max}	x_{str}^{max}	σ_y	E_{tan}	R_{str} / F_{ice}	R_{str}	R_{str} / F_{ice}
м	м/с	м/с	м	МПа	МПа	МН	МН	-
1,0	0,05	0,03	28,2	1,4	-	173,4	264,8	1,53
1,0	0,1	0,05	42,0	1,4	-	173,6	382,0	2,20
1,0	0,2	0,09	22,6	1,4	-	173,0	225,0	1,30
1,0	0,3	0,28	35,2	1,4	-	176,0	281,6	1,61
1,0	0,5	0,27	35,5	1,4	-	180,6	282,4	1,56

Значения полученных нагрузок превышают значения полевых нагрузок из-за того, что в полевых условиях ледовое поле действовало не на всю платформу «Моликпак», а вектор скорости поля не был перпендикулярен поверхности сооружения. Диапазон максимальных динамических нагрузок при моделировании соответствует условиям вибрации при эксплуатации платформы.

Заклучение

Целью работы являлось изучение процесса возникновения вибраций сооружения при действии ровного льда. Для этого решена задача по созданию конечно-элементной модели льда в программном комплексе ANSYS.

Для созданной модели льда проведены базовые тесты по определению прочностных характеристик материала: одноосное сжатие, растяжение и изгиб. Были уточнены и связаны с глобальными характеристиками льда входные параметры конечно-элементной модели. Также определены статические нагрузки на сооружения круглого и прямоугольного сечения, их значения сопоставлены с рекомендациями стандарта ISO 19906. Для моделей податливых сооружений при различных величинах массы и жесткости определены нагрузки и реакции при различной скорости и толщине ледового поля, найдены условия возникновения вибраций. Значения нагрузок сопоставлены со значениями, определенными аналитически согласно рекомендациям стандарта ISO 19906.

Апробация модели проведена на примере маяка «Норстрёмсгрюнд» и платформы «Моликпак», параметры взаимодействия сооружения и ровного льда соотнесены со значениями полевых измерений. Величины нагрузок и условия возникновения динамических нагрузок, полученных с помощью конечно-элементного моделирования, имеют приемлемые расхождения с полевыми данными.

Данный метод определения ледовых нагрузок от ровного льда на податливые и жесткие сооружения позволяет учитывать множественные параметры: прочность льда на сжатие, растяжение и изгиб, массу и жесткость сооружения, форму поверхности сооружения, скорость и толщину ледового поля, коэффициенты трения между льдом и материалом сооружения. Это обеспечивает его преимущества перед аналитическими и полуаналитическими моделями.

В данной модели использовался упрощенный способ учета плавучести льда, что обеспечило приемлемую скорость расчета. Для более детального расчета можно учесть влияние вязких свойств воды, для которой была создана конечно-элементная модель. Однако учет этого параметра требует использования значительных расчетных ресурсов. Также для большей точности расчета необходимо учесть зависимость прочностных свойств льда от скорости деформации, что может увеличить уровень возникающих вибраций.

Литература

1. Лосет, С., Шхинек, К.Н., Гудмestad, О., Хойланд, К. Воздействие льда на морские и береговые сооружения. СПб.: Лань, 2010. 272 с.
2. Bjerkås M. Ice action on offshore structures - with applications of continuous wavelet transforms on ice load signals: PhD Thesis. Norwegian University of Science and Technology, 2006. 176 p.
3. Jeffries M.G., Wright W.H. Dynamic response of "Molikpaq" to ice – structure interaction // Proceedings of the OMAE Conference. 1988. Pp. 201–220.
4. ISO/FDIS 19906: Petroleum natural gas industries – Arctic offshore structures, ISO TC 67/SC 7 N. International Organization for Standardization, 2010.
5. Gürtner A. Experimental and Numerical Investigations of Ice-Structure Interaction: PhD Thesis. Norwegian University of Science and Technology, 2009. 182 p.
6. Peyton, H. Sea Ice Forces. Ice Pressure against Structures // National Research Council of Canada, Ottawa, Technical Memorandum No. 92. Pp. 117-123.
7. Karna T., Turunen R. A straightforward technique for analyzing structural response to dynamic ice action // OMAE'90. Proceedings of the 9th International Conference Offshore Mechanics and Arctic Engineering. 1990. Pp. 135–142.
8. Nandan H., Younan A. H., Deng L. Ice induced vibration implementation of Maattanen model and development of design supplements // Proceedings of the 21st International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions, Montreal, Canada, July 2011. Pp. 510-519.
9. Yue Q., Xiangning B., Sun B., Zhang T., Xiangyu C. Full scale ice measurements on JZ20-2 platform // Proceedings of the IAHR Ice Symposium. 1996. Vol. 1. Pp. 282–289.
10. Blenkarn K.A. Measurement and Analysis of the ICE Forces on Cook Inlet Structures // Proceedings of the 2nd Offshore Technology Conference, Houston, Texas. 1970. Vol. 2. Pp. 265–378.

11. Olsen A.I. Time-Variant Reliability of Dynamic Systems by Importance Sampling and Probabilistic Analysis of Ice Loads / Norwegian University of Science and Technology, 2006. 153 p.
12. Gürtner A., Bjerås M., Kühnlein W., Jochmann P., Konuk I. Numerical simulation of ice action to a lighthouse: Proceedings of the ASME 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering. 2009. Pp. 175-183. 2009.
13. Tvergaard V., Hutchinson J.W. The Relation between Crack Growth Resistance and Fracture Process Parameters in Elastic-Plastic Solids // Journal of Mechanics and Physics of Solids. 1992. Vol. 40. Pp. 1377–1397.
14. Barrenblatt G.I. The Mathematical Theory of Equilibrium of Cracks in Brittle Fracture // Advances of Applied Mechanics. 1962. Vol. 7. Pp. 55–129.
15. Daiyan H., Sand B. Numerical Simulation of the Ice-Structure Interaction in LS-DYNA // 8th European LS-DYNA Users Conference, Strasbourg, 2011.
16. Sand B. Nonlinear finite element simulations of ice forces on offshore structures: PhD Thesis, Luleå University of Technology, 2008. 241 p.
17. Zhilenkov A., Shkhinek K., Thomas G. The Vibration of Fixed Offshore Structures under Ice Action. // SPE Arctic and Extreme Environments Conference and Exhibition, Russia, 2011. Pp. 917-933.
18. Карулин Е.Б., Карулина М.М., Шхинек К.Н., Томас Г.А.Н. Математическое и физическое моделирование взаимодействия четырёхопорной конструкции с ровным льдом // Труды ЦНИИ им. акад. А.Н. Крылова. 2011. №63. С. 81–92.
19. Шхинек К.Н. Ледовые нагрузки на арктические платформы // Гидротехническое строительство. 1994. №3. С. 33–36.
20. Lemaitre J., Chaboche J.-L. Mechanics of solid materials. Cambridge university press, 1990. 584 p.
21. Морозов Е.М. ANSYS в руках инженера: Механика разрушения. М.: ЛЕНАНД, 2010. 456 с.
22. Kuehn G.A., Lee R.W., Nixon W.A., Schulson E.M. The structure and tensile behavior of first-2014 sea ice and laboratory-grown saline ice // Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering. 1990. Vol. 112. Pp. 357–363.
23. Weimar K. LS-DYNA User's Guide / CAD-FEM GmbH, PWS, 2001. 219 p.
24. Hallquist J.O. LS-DYNA user's manual. Livermore software technology corporation, 2009. 3020 p.
25. Муйземнек А.Ю., Богач А.А. Математическое моделирование процессов удара и взрыва в программе Ls-Dyna. Пенза: ИИЦ ПГУ, 2005. 106 с.
26. Лавров В.В. О строительных нормах прочности льда на сжатие // Гидротехническое строительство. 1967. №2. С. 39–42.
27. Никитин В.А., Сухоруков К.К. Прочность морских ледяных полей и ледовые нагрузки // Метеорология и гидрология. 1998. №12. С. 88–95.
28. Jochmann P., Schwarz J. Ice Force Measurement at Lighthouse Norströmsgrund – Winter 1999 // Validation of Low Level Ice Forces on Coastal Structures: LOLEIF, Report No.:5, Hamburg, 2000. Pp. 749-753.

*Евгений Александрович Салганик, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(952)2266134; эл. почта: salganikea@mail.ru*

*Карл Натанович Шхинек, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)9499683; эл. почта: karl-1303@mail.ru*

© Салганик Е.А., Шхинек К.Н., 2014

Требования к материалам, представляемым к публикации

Материалы принимаются только через систему электронной редакции журналов СПбГПУ. Авторам необходимо зарегистрироваться в системе (<http://journals.spbstu.ru/>) и подать статью через нее, предварительно ознакомившись с нижеприведенными требованиями и условиями опубликования. Публикация в журнале бесплатна для авторов.

Этические нормы и авторские права

Подавая статью в журнал, автор соглашается на условия лицензионного договора, в частности, на то, что все статьи без исключения публикуются в открытом доступе на сайте журнала и в Научной электронной библиотеке России. Также автор подтверждает, что статья является оригинальной, ранее не опубликованной, содержит только проверенные и точные данные; любые данные, полученные не автором, имеют соответствующие ссылки на источник.

Тематика статей

В «Инженерно-строительном журнале» публикуются оригинальные, ранее не опубликованные статьи, содержащие полученные авторами новые научные результаты, по тематике «Строительство». Статьи принимаются в тот или иной номер в соответствии с тематикой на текущее полугодие.

№	Дата выхода	Срок подачи материалов	Тема номера
5(49)	22.08.2014	14.07.2014	Строительные конструкции. Строительная механика
6(50)	10.10.2014	01.09.2014	Теплогазоснабжение и вентиляция. Водоснабжение и канализация. Гидравлика.
7(51)	14.11.2014	06.10.2014	Строительные материалы и изделия. Технология и организация строительства
8(52)	19.12.2014	10.11.2014	Ограждающие конструкции. Энергоэффективность зданий

Структура и содержание статей

Обязательны следующие элементы статьи: введение, включающее обзор иностранной и отечественной литературы и постановку задачи; основная часть (описание исследования); заключение, включающее нумерованные выводы; список литературы; источник финансирования (если есть).

Технические требования к статьям

Статьи подаются в формате docx (MS Word 2007-2010). Файл статьи, подаваемый через электронную редакцию, должен содержать только сам текст, без названия, списка литературы, фамилий и данных авторов. Все эти поля заполняются отдельно при подаче через электронную редакцию.

Рекомендуемый объем статей: от 15000 до 30000 знаков с пробелами. Таблицы выполняются средствами Word (не рисунками) и располагаются внутри текста статьи. Иллюстрации должны быть представлены в отдельных графических файлах (один рисунок – один файл). Допустимые форматы: JPEG, TIFF, BMP. В текстовый файл иллюстрации можно вставить для обозначения рекомендуемого места их использования.

Список литературы на русском языке должен быть оформлен в соответствии с ГОСТ 7.0.5-2008. Цитируемая литература приводится общим списком в конце статьи в порядке упоминания. Порядковый номер в тексте заключается в квадратные скобки. Текст статьи должен содержать ссылки на все источники из списка литературы. Также к статье прилагается список литературы на латинице, оформленный в соответствии с инструкцией по транслитерации списка литературы, размещенной на сайте издания.

Аннотация к статье

В журнал подается расширенная аннотация на двух языках: русском и английском. Особое внимание следует уделить аннотации на английском языке (если статья на русском). Аннотация должна повторять структуру статьи: актуальность, цель, методика, результаты, выводы. Аннотация должна содержать от 100 до 250 слов.

Подробные требования к статьям см. на сайте журнала:

<http://www.engstroy.spb.ru/autors.html>



Инженерно-строительный институт
Курсы повышения квалификации и профессиональной
переподготовки
195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29,
тел/факс: 552-94-60, www.stroikursi.spbstu.ru,
stroikursi@mail.ru

Приглашает специалистов проектных и строительных организаций,
не имеющих базового профильного высшего образования
на курсы профессиональной переподготовки (от 500 часов)
по направлению «Строительство» по программам:

П-01 «Промышленное и гражданское строительство»

Программа включает учебные разделы:

- *Основы строительного дела*
- *Инженерное оборудование зданий и сооружений*
- *Технология и контроль качества строительства*
- *Основы проектирования зданий и сооружений*
- *Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD*
- *Автоматизация сметного дела в строительстве*
- *Управление строительной организацией*
- *Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций технического заказчика*

П-02 «Экономика и управление в строительстве»

Программа включает учебные разделы:

- *Основы строительного дела*
- *Инженерное оборудование зданий и сооружений*
- *Технология и контроль качества строительства*
- *Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика*
- *Управление строительной организацией*
- *Экономика и ценообразование в строительстве*
- *Управление строительной организацией*
- *Организация, управление и планирование в строительстве*
- *Автоматизация сметного дела в строительстве*

П-03 «Инженерные системы зданий и сооружений»

Программа включает учебные разделы:

- *Основы механики жидкости и газа*
- *Инженерное оборудование зданий и сооружений*
- *Проектирование, монтаж и эксплуатация систем вентиляции и кондиционирования*
- *Проектирование, монтаж и эксплуатация систем отопления и теплоснабжения*
- *Проектирование, монтаж и эксплуатация систем водоснабжения и водоотведения*
- *Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD*
- *Электроснабжение и электрооборудование объектов*

П-04 «Проектирование и конструирование зданий и сооружений»

Программа включает учебные разделы:

- *Основы сопротивления материалов и механики стержневых систем*
- *Проектирование и расчет оснований и фундаментов зданий и сооружений*
- *Проектирование и расчет железобетонных конструкций*
- *Проектирование и расчет металлических конструкций*
- *Проектирование зданий и сооружений с использованием AutoCAD*
- *Расчет строительных конструкций с использованием SCAD Office*

П-05 «Контроль качества строительства»

Программа включает учебные разделы:

- *Основы строительного дела*
- *Инженерное оборудование зданий и сооружений*
- *Технология и контроль качества строительства*
- *Проектирование и расчет железобетонных конструкций*
- *Проектирование и расчет металлических конструкций*
- *Обследование строительных конструкций зданий и сооружений*
- *Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика*

По окончании курса слушателю выдается диплом о профессиональной переподготовке
установленного образца, **дающий право на ведение профессиональной деятельности**

