

Вестник Евразийской науки / The Eurasian Scientific Journal <https://esj.today>

2018, №1, Том 10 / 2018, No 1, Vol 10 <https://esj.today/issue-1-2018.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/75SAVN118.pdf>

Статья поступила в редакцию 28.02.2018; опубликована 20.04.2018

Ссылка для цитирования этой статьи:

Саинов М.П., Толстиков В.В., Тарасов А.А. Исследование напряжённо-деформированного состояния бетонной диафрагмы грунтовой перемычки при шарнирном соединении с основанием // Вестник Евразийской науки, 2018 №1, <https://esj.today/PDF/75SAVN118.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.

For citation:

Sainov M.P., Tolstikov V.V., Tarasov A.A. (2018). Study of stress-strain state of earthfill cofferdam concrete diaphragm at hinge connection with foundation. *The Eurasian Scientific Journal*, [online] 1(10). Available at: <https://esj.today/PDF/75SAVN118.pdf> (in Russian)

УДК 627.2

Саинов Михаил Петрович

ФГОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Москва, Россия
Доцент кафедры «Гидравлики и гидротехнического строительства»

Кандидат технических наук

E-mail: mp_sainov@mail.ru

РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=427608

Толстиков Виктор Васильевич

ФГОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Москва, Россия
Доцент кафедры «Гидравлики и гидротехнического строительства»

Кандидат технических наук

E-mail: victor_tolstikov@mail.ru

РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=452740

Тарасов Александр Александрович

ФГОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Москва, Россия
Студент

E-mail: victor_tolstikov@mail.ru

Исследование напряжённо-деформированного состояния бетонной диафрагмы грунтовой перемычки при шарнирном соединении с основанием

Аннотация. В статье рассмотрены результаты численного моделирования напряжённо-деформированного состояния диафрагмы каменно-набросной перемычки, выполненной из бетона методом буронабивных свай. Выявлена особенность работы диафрагмы в теле перемычки, отличающая её от условий работы в теле плотины, – при осушении котлована в ней возникает продольная сжимающая сила. Однако наибольшую опасность для прочности бетонной диафрагмы представляют деформации изгиба. Особенно опасным является зона заделки диафрагмы в скальное основание. При восприятии гидростатического давления диафрагма смещается и в ней возникают растягивающие напряжения. В диафрагме перемычки, которая имеет высоту около 20 м, растягивающие напряжения превышают прочность бетона растяжение, поэтому такая диафрагма не может служить надёжным противодиффузионным элементом. Поэтому для повышения надёжности диафрагмы рекомендуется осуществлять её сопряжение со скальным основанием с помощью плиты, выполненной из глиноцементобетона. Расчёты показали, что данная плита выполняет роль шарнира и сглаживает деформации изгиба

диафрагмы. При такой схеме сопряжения прочность бетона на растяжение и сжатие обеспечивается. Таким образом, нами было теоретически обоснована возможность применения бетона для устройства диафрагмы в теле грунтовой перемычки.

Ключевые слова: грунтовая перемычка; бетонная диафрагма; напряжённо-деформированное состояние; численное моделирование; глиноцементобетон

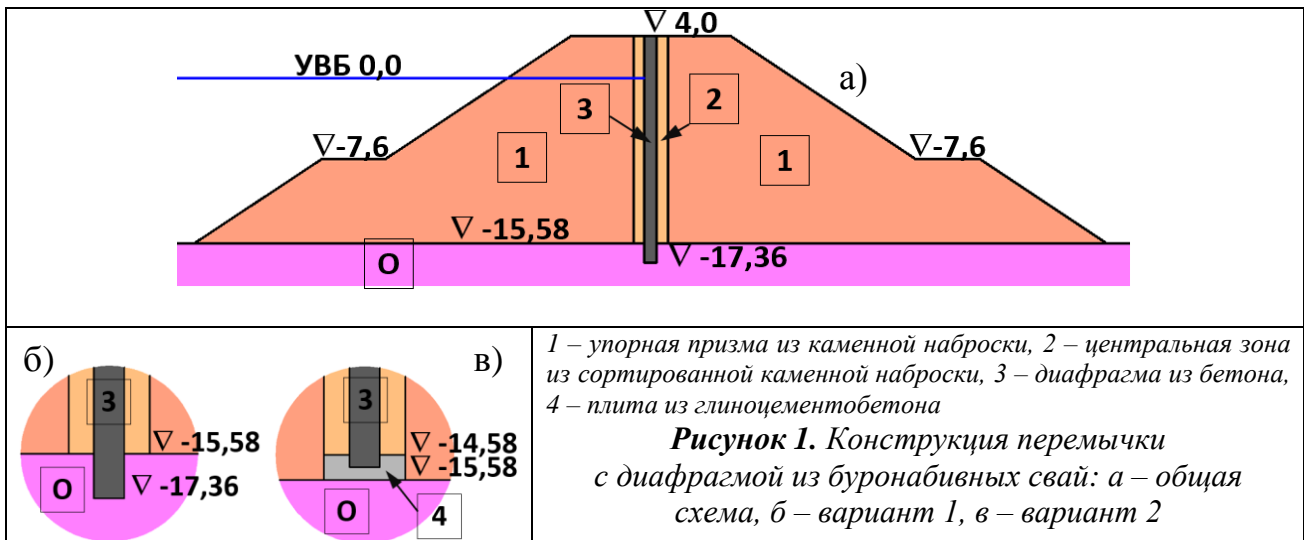
Введение

Метод буронабивных свай всё чаще применяется в гидротехническом строительстве. В частности, этот метод был применён для ремонта ядра каменно-земляной плотины Курейской ГЭС [1]. Методом буронабивных свай была устроена противофильтрационная стена в нижней части плотины Гоцатлинской ГЭС [2] и диафрагма грунтовой плотины строящейся Нижне-Бурейской ГЭС [3].

В связи с этим возникла потребность в изучении работы плотин с противофильтрационными элементами, выполненными методом «стена в грунте». Исследованиям напряжённо-деформированного состояния диафрагм и стены, устроенных методом буронабивных свай, посвящены ряд работ [4-7]. Важным вопросом проектирования противофильтрационных стен и диафрагм является выбор материала для их устройства [5-8]. Опыт строительства плотин с жёсткими диафрагмами показал, что они очень восприимчивы к деформациям плотины. При смещениях бетонной диафрагмы плотины Эйрдон её целостность была нарушена [9]. В соответствии с рекомендациями ICOLD [10] модуль деформации материала стены не должен превышать модуль деформации окружающего грунта более, чем в 5 раз. Наши исследования [5-7] показали, что особую опасность для прочности стены представляет зона сопряжения с более прочными грунтами, например, со скальным основанием и бортами. По этой причине требования могут быть более жёсткими. Как правило, стена должна выполняться из литого глиноцементобетона, модуль деформации которого составляет около 100 МПа. Ещё одним путём решения проблемы является изменение схемы сопряжения стены. В соответствии с рекомендациями ВНИИГ [11] для сопряжения стены можно использовать глиноцементобетонную «подушку».

В данной статье мы рассмотрим результаты исследования схемы сопряжения стены со скальным основанием на её прочность. Рассматривалась диафрагма, устроенная в теле каменно-набросной перемычки, высотой которой составляет почти 20 м, а высота – почти 16 м (рис. 1а). Толщина диафрагмы принималась равной 1,2 м. Было принято, что диафрагма выполняется из бетона. Физико-механические свойства бетона принимались равными: модуль деформации 29000 МПа, коэффициент Пуассона 0,18, прочность на сжатие 11,5 МПа, прочность на растяжение – 1,4 МПа.

Рассматривались 2 варианта сопряжения диафрагмы со скальным основанием. В первом варианте бетонная стена на 1,8 м углубляется в скальное основание (рис. 1б). Во втором варианте сопряжение стены и скального основания осуществляется через плиту, выполненную из глиноцементобетона (рис. 1в). Эта плита устраивается заранее, ещё до возведения перемычки. Модуль деформации глиноцементобетона был принят равным 100 МПа.



Исследование проводилось путём численного моделирования методом конечных элементов. Для этого использовалась вычислительная программа Nds_N, составленная к.т.н. Саиновым М.П. [12].

Были составлены конечно-элементные модели перемычки для двух вариантов. Каждая из моделей насчитывала не менее 620 конечных элементов. Для того, чтобы смоделировать возможность проявления нелинейных эффектов (проскальзывание, отрыв) на контакте стены с грунтовым массивом в модель вводились контактные конечные элементы. Чтобы повысить точность расчётов, все конечные элементы имели кубическую аппроксимацию перемещений внутри элемента. Количество степеней свободы моделей составило около 6 тысяч.

При моделировании воспроизводилась «история» формирования напряжённо-деформированного состояния (далее – НДС) сооружения. На первом этапе моделировалась отсыпка перемычки в воду. Принималось, что отсыпка производится крупными слоями. Плотность горной массы в сухом состоянии принималась равной $1,9 \text{ т/м}^3$, во взвешенном – $1,22 \text{ т/м}^3$. На втором этапе моделировалось устройство «стены в грунте», формирование её НДС от собственного веса. Воспроизводилась выемка грунта и заливка жидкой бетонной смеси. Для контакта стены с грунтом касательная жёсткость принималась близкой к 0. Модуль деформации бетонной смеси принимался равным 5800 МПа, коэффициент Пуассона – 0,45 МПа. На третьем этапе моделировалось восприятие перемычкой гидростатической нагрузки при осушении котлована. Гидростатическое давление прикладывалось к верховой грани перемычки. При осушении котлована каменная наброска в низовой части перемычки переходила из взвешенного состояния в сухое (с естественной влажностью).

При расчётах учитывалась нелинейность деформирования каменной наброски. Учитывались 2 основных эффекта проявления нелинейности грунта. Первый заключается в том, что при разгрузке деформируемость грунта ниже, чем при активном нагружении. Принималось, что модуль деформации при разгрузке в 5 раз выше, чем при активном нагружении. Второй эффект заключается в снижении деформируемости при росте бокового обжатия. Показатель степени зависимости модуля деформации от напряжения обжатия был принят равным 0,65. Коэффициент Пуассона каменной наброски принимался неизменным – 0,25. Принятые характеристики деформируемости каменной наброски примерно соответствуют секущему модулю деформации грунта, составляющему 40 МПа.

Результаты расчёта НДС перемычки показаны на рис. 2-5 для момента восприятия перемычкой гидростатического давления.

Строительные осадки перемычки достигают максимума в её центре. Они составляют 3,9 см (рис. 2). В низовой призме осадки несколько больше, чем в верховой. Под действием давления воды перемычка смещается в сторону нижнего бьефа. Максимум смещений наблюдается на гребне перемычки, они составляют около 1 см (рис. 3, рис. 4а).

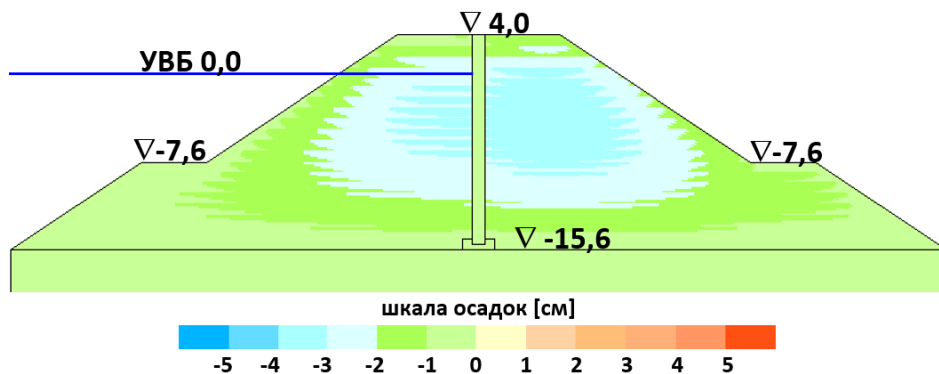


Рисунок 2. Осадки (см) перемычки (вариант 2) на момент восприятия гидростатического давления (получены авторами)

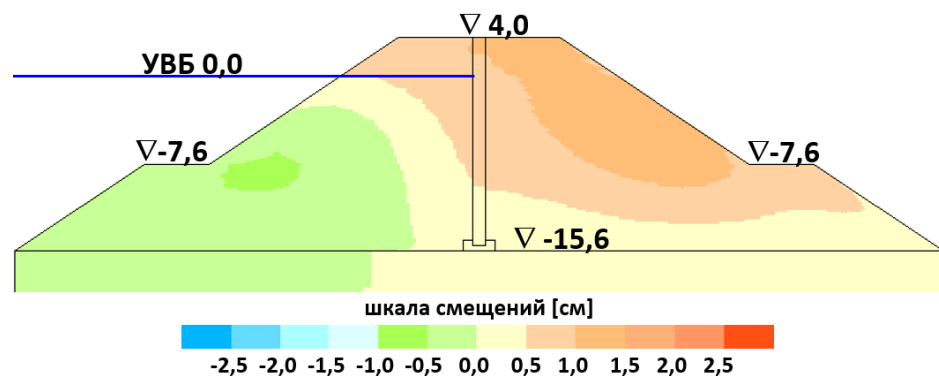


Рисунок 3. Горизонтальные смещения (см) перемычки (вариант 2) на момент восприятия гидростатического давления (получены авторами)

Указанные перемещения формируют НДС перемычки, представленное на рис. 4-5. Уровень сжатия по горизонтальным (σ_x) и вертикальным (σ_y) напряжениям выше в низовой призме, чем в верховой (рис. 4-5). Это объясняется двумя факторами; во-первых, тем, что перемычка смещается в сторону нижнего бьефа, а, во-вторых, тем, что грунт верховой призмы находится во взвешенном водой состоянии.

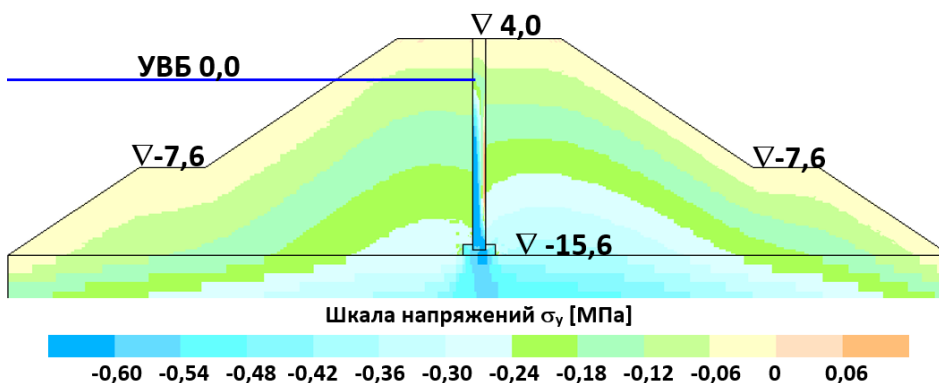


Рисунок 4. Вертикальные нормальные напряжения σ_y (МПа) в теле перемычки на момент восприятия гидростатического давления (получены авторами)

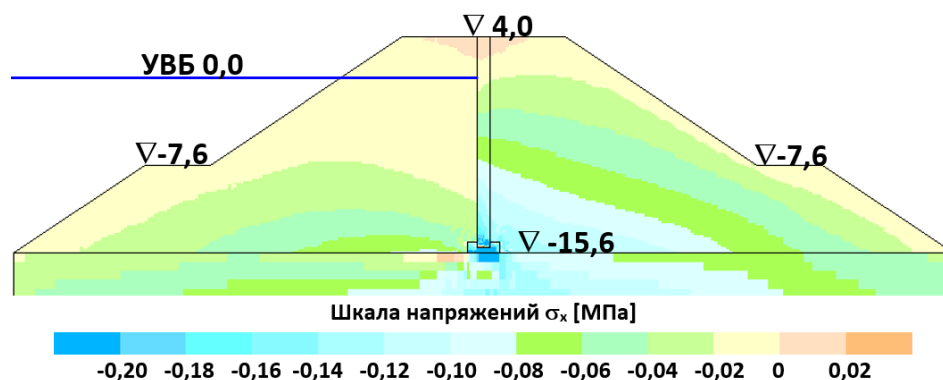


Рисунок 5. Горизонтальные нормальные напряжения σ_x (МПа)

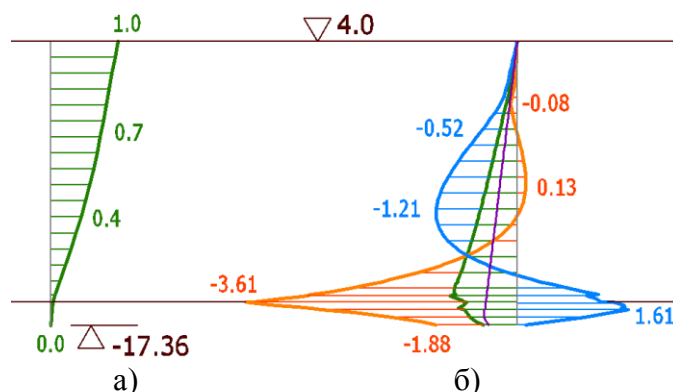
в теле перемычки на момент восприятия гидростатического давления (получены авторами)

Бетонная диафрагма (или стена) работает совместно с окружающим её грунтом тела перемычки. Проскальзывание грунта относительно диафрагмы происходит только в верхней части контакта.

При анализе НДС стены нами был выявлен интересный эффект – появление в стене продольного сжимающего усилия при осушении котлована. Это объясняется тем, что при осушении каменной наброски низовой упорной призмы она испытывает дополнительные осадки. Они и вызывают сжимающее усилие в стене. По результатам расчёта при осушении котлована сжимающие напряжения σ_y (рис. 6б) по оси стены возросли в 2 раза по сравнению с давлением от собственного веса стены.

НДС диафрагмы в варианте 1 – неблагоприятное. Это связано с деформациями её изгиба. Деформации изгиба носят сложный характер (рис. 6а). Верхняя часть стены изгибается в сторону нижнего бьефа, но он довольно слабый. В зоне заделки в скальное основание стена испытывает изгиб в сторону верхнего бьефа.

За счёт изгиба вертикальные напряжения σ_y неравномерно распределены между гранями стены, возникают даже зоны растягивающих напряжений. В верхней части стены растягивающие напряжения возникают на низовой грани, но они – невелики, до 0,13 МПа, что много меньше прочности бетона на растяжение (рис. 6б). В области заделки изгибные деформации больше, поэтому величины растягивающих и сжимающих напряжений σ_y достигают больших величин. На низовой грани сжимающие напряжения σ_y достигают 3,6 МПа (рис. 6б). На верховой грани растягивающие напряжения σ_y достигают 1,61 МПа.

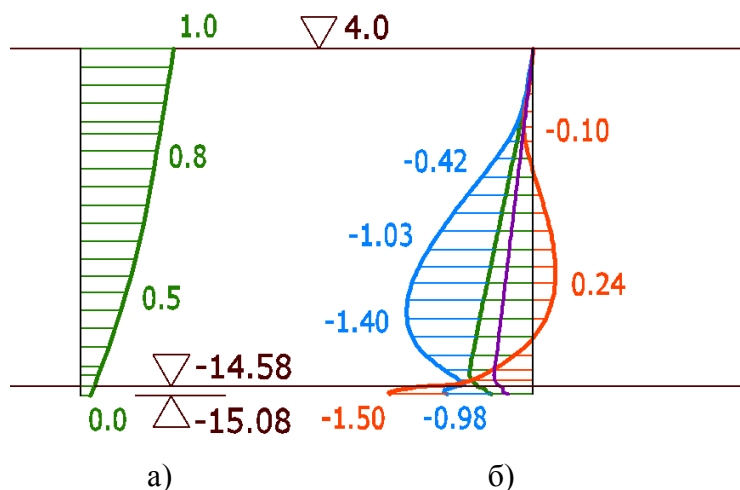


Синими линиями показаны напряжения на верховой грани, оранжевыми – на низовой грани, зелёными – по оси диафрагмы. Фиолетовой линией обозначено распределение напряжений от собственного веса материала диафрагмы

Рисунок 6. Напряжённно-деформированное состояние диафрагмы (вариант 1), результаты получены авторами: а – смещения (см), б – вертикальные напряжения σ_y (МПа)

Т. к. растягивающие напряжения в области заделки превышают прочность бетона на растяжение, поэтому можно ожидать, что прочность стены будет нарушена. Чтобы сгладить изгибные деформации в области заделки в варианте 2 предусмотрено устройство «шарнира» в виде глиноцементобетонной плиты.

Расчёты показали, что наличие глиноцементобетонной плиты позволяет сгладить изгибные деформации нижней части бетонной диафрагмы. Нижний конец стены получает смещение 0,1 см (рис. 7а). За счёт этого растягивающих напряжений σ_y в области заделки стены не возникает (рис. 7б). Однако при этом происходит некоторое повышение растягивающих напряжений σ_y на низовой грани верхней части стены. Они составляют 0,24 МПа, что много меньше прочности бетона на растяжение.



Обозначения см. на рис. 6

Рисунок 7. Напряжённно-деформированное состояние диафрагмы (вариант 2), результаты получены авторами: а – смещения (см), б – вертикальные напряжения σ_y (МПа)

Таким образом, шарнирное соединение бетонной диафрагмы со скальным основанием при помощи глиноцементной плиты позволяет улучшить её НДС.

Выводы

1. Нами выявлена особенность работы диафрагмы, устроенной в теле грунтовой перемычки методом «стена в грунте». Она состоит в том, что при осушении котлована в диафрагме возникает продольное сжимающее усилие.
2. Наиболее уязвимым узлом конструкции плотины с бетонной диафрагмой является сопряжение диафрагмы со скальным основанием. При смещениях перемычки в диафрагме может быть нарушена прочность её материала на растяжение. По этой причине не рекомендуется выполнять диафрагму из жёсткого материала – бетона. Однако диафрагма в теле грунтовой перемычки может быть выполнена бетонной при условии устройства её шарнирного соединения со скальным основанием. Это шарнирное соединение может быть выполнено в виде плиты из глиноцементобетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Королёв В.М., Смирнов О.Е., Аргал Э.С., Радзинский А.В. Новое в создании противофильтрационного элемента в теле грунтовой плотины // Гидротехническое строительство. 2013. №8. С. 2-9.
2. Борзунов В.В., Мусаев А.Ш., Кадушкина Е.А. Оптимизация проектных решений и усовершенствования конструкций основных сооружений Нижне-Бурейской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2017. №4. С. 2-15.
3. Малышев Л.И., Шишов И.Н., Кудрин К.П., Бардюгов В.Г. Технические решения и результаты работ по сооружению противофильтрационной стены в грунте в ядре и основании Курейской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2001. №3. С. 31-36.
4. Прокопович В.С., Величко А.С., Орищук Р.Н. Напряженно-деформированное состояние земляной плотины с глиноцементобетонной диафрагмой (На примере земляной плотины Гоцатлинской ГЭС) // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. 2016. том 282. С. 87-98.
5. Саинов М.П. Влияние жесткости материала противофильтрационной стены в основании грунтовой плотины на ее прочность // Приволжский научный журнал. 2016. №3(39). С. 62-69.
6. Саинов М.П., Кудрявцев Г.М. Влияние деформируемости материала противофильтрационной диафрагмы, выполненной в грунтовой плотине методом «стена в грунте», на её прочность // Вестник МГСУ. 2017. №2. С. 214-221.
7. Саинов М.П., Лубьянов В.В. Напряженно-деформированное состояние противофильтрационных стен в основании грунтовых плотин // Инженерно-строительный журнал. 2017. №5(73). С. 96-112.
8. Рассказов Л.Н., Радзинский А.В., Саинов М.П. Выбор состава глиноцементобетона при создании «стены в грунте» // Гидротехническое строительство. 2014. № 3. С. 16-18.
9. Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин / Учебное пособие – М.: Изд-во АСВ, 2001. – 384 с.
10. ICOLD. Filling materials for watertight cut-off walls. 1985. Bulletin 51.
11. СТП 310.02.НТ-2017. Рекомендации по проектированию, расчётам и возведению противофильтрационного элемента из глиноцементобетонных буросекущихся свай / Под ред. Мильцина В.Л., Орищука Р.Н., Сольского С.В. СПб.: АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», АО «Ленгидропроект». 2017. – 118 с.
12. Саинов М.П. Вычислительная программа по расчету напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2013. Volume 9. Issue 4. С. 208-225.

Sainov Mikhail Petrovich

Moscow state university of civil engineering (National research university), Moscow, Russia
E-mail: mp_sainov@mail.ru

Tolstikov Viktor Vasil'evich

Moscow state university of civil engineering (National research university), Moscow, Russia
E-mail: victor_tolstikov@mail.ru

Tarasov Alexandr Alexandrovich

Moscow state university of civil engineering (National research university), Moscow, Russia
E-mail: victor_tolstikov@mail.ru

Study of stress-strain state of earthfill cofferdam concrete diaphragm at hinge connection with foundation

Abstract. The article deals with the results of numerical modeling of rockfill cofferdam diaphragm made of concrete by bore pile method. The specific feature of the diaphragm performance was revealed in the cofferdam body, which differs from conditions of its performance in the dam body, i. e. at pit dewatering the longitudinal compressive force appears. However, the most hazardous for the concrete diaphragm strength are bending deformations. The most dangerous is the zone of embedment of the diaphragm into rock foundation. At taking hydrostatic pressure the diaphragm displaces and tensile stresses appear in it. In 20 m high cofferdam diaphragm the tensile stresses exceed the concrete tensile strength; therefore, such a diaphragm cannot serve as a reliable seepage-control element. Therefore, to enhance the diaphragm safety it is recommended to conjugate it with rock foundation with the aid of a slab made of clay-cement concrete. Calculations showed that this slab plays the role of a hinge and smooths out the diaphragm bending deformations. At such a conjugation pattern the concrete tensile strength and compressive strength are provided. Thus we theoretically substantiated the possibility of using concrete for arrangement of a diaphragm in the earthfill cofferdam body.

Keywords: earthfill cofferdam; concrete diaphragm; stress-strain state; numerical modeling; clay-cement