НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ДВУХСЛОЙНОГО ЭКРАНА КАМЕННОНАБРОСНОЙ ПЛОТИНЫ, ВЫПОЛНЕННОГО ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И ГРУНТОЦЕМЕНТОБЕТОНА

М.П. Саинов, Ф.В. Котов

*Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет
(НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26*

АННОТАЦИЯ. Исследовано напряженно-деформированное состояние конструкции каменнонабросной плотины высотой 215 м, в которой противофильтрационным элементом является железобетонный экран, уложенный на подэкрановую зону из грунтоцементобетона. Расчеты проводились для двух возможных вариантов деформируемости каменной наброски с учетом нелинейности ее деформативных свойств.

Было получено, что железобетонный экран и грунтоцементобетонная подэкрановая зона работают совместно как единая конструкция — двухслойный экран. Так как узел опирания экрана на скалу выполнен со скользящим швом, схема его статической работы похожа на схему работы балки на упругом основании. При этом напорная грань двухслойного экрана находится в сжатой зоне, а низовая — в растянутой. Это защищает железобетонный экран, расположенный на напорной грани, от образования в нем трещин, однако это создает опасность нарушения прочности на растяжение в грунтоцементобетоне. Чтобы избежать появления в грунтоцементобетонной части трещин, необходимо очень качественно уплотнять каменную наброску или устроить в двухслойном экране сквозные поперечные швы.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: подэкрановая зона, грунтоцементобетон, напряженно-деформированное состояние, численное моделирование, каменнонабросная плотина с железобетонным экраном

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Саинов М.П., Котов Ф.В. Напряженно-деформированное состояние двухслойного экрана каменнонабросной плотины, выполненного из железобетона и грунтоцементобетона // Вестник МГСУ. 2017. Т. 12. Вып. 5 (104). С. 506–511. DOI: 10.22227/1997-0935.2017.5.506-511

STRESS-STRAIN STATE OF ROCKFILL DAM DOUBLE-LAYER FACE MADE OF REINFORCED CONCRETE AND SOIL-CEMENT CONCRETE

M.P. Sainov, F.V. Kotov

*Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU),
26 Yaroslavl'skoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation*

ABSTRACT. There was studied the stress-strain state of 215 m high rockfill dam where the seepage-control element is presented by a reinforced concrete face of soil-cement concrete placed on the under-face zone. Calculations were carried out for two possible variants of deformability of rock outline taking into account the non-linearity of its deformative properties.

It was obtained that the reinforced concrete face and the soil-cement concrete under-face zone work jointly as a single construction — a double-layer face. As the face assembly resting on rock is made with a sliding joint the scheme of its static operation is similar to the that of the beam operation on the elastic foundation.

At that, the upstream surface of the double-layer face is in the compressed zone and lower one is in the tensile zone. This protects the face against cracking on the upstream surface but threatens with structural failure of soil-cement concrete. In order to avoid appearance of cracks in soil-cement concrete part due to tension it is necessary to achieve proper compaction of rockfill and arrange transverse joints in the double-layer face.

KEY WORDS: supporting zone, soil-cement concrete, stress-strain state, numerical modeling, concrete faced rockfill dam

FOR CITATION: Sainov M.P., Kotov F.V. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyaniye dvukhsloynogo ekrana kamennonabrosnoy plotiny, vypolnennogo iz zhelezobetona i gruntotsementobetona [Stress-Strain State of Rockfill Dam Double-Layer Face Made of Reinforced Concrete and Soil-Cement Concrete]. Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2017, vol. 12, issue 5 (104), pp. 506–511. DOI: 10.22227/1997-0935.2017.5.506-511

Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном в настоящее время являются одним из самых перспективных типов грунтовых плотин. Эти плотины обладают целым рядом преимуществ, среди которых обжатый профиль, отсутствие надоб-

ности в карьерах глинистых грунтов, возможность круглогодичного возведения и др. Они получили широкое распространение в гидротехническом строительстве за рубежом.

Однако у этих плотин есть серьезный недостаток — недостаточная надежность работы противofильтрационного экрана. У ряда подобных плотин в железобетонном экране образовывались трещины [1–9]. Нарушение прочности железобетона связано с тем, что плита экрана, следуя за большими неравномерными перемещениями грунтовой плотины, испытывает значительные деформации сложного характера. Прогибы экрана исчисляются десятками сантиметров.

В случае возникновения в экране трещин выявляется еще одно свойство плотин с железобетонным экраном — их недоступность для ремонта. Ремонт экрана обычно выполняют путем покрытия экрана полимерными геомембранами. Однако для такого ремонта требуется опорожнять водохранилище.

Указанные причины ограничивают дальнейшее развитие плотин с железобетонным экраном. Их опасно применять при высоте плотины 200 м. Для создания высоконапорных гидроузлов требуется усовершенствовать конструкцию плотины, повысив надежность и обеспечив ее ремонтпригодность.

Одним из путей решения данной проблемы является предложение профессора Л.Н. Рассказова об устройстве под экраном зоны из грунтоцементобетона [10]. Грунтоцементобетон представляет собой грунт, упрочненный при укладке цементным раствором [3, 11]. Этот материал существенно дешевле, чем обычный бетон, но обладает меньшей деформируемостью и водопроницаемостью, чем грунт. Имеется ряд плотин, построенных из грунтоцементобетона, водонепроницаемость которых обеспечивается как раз устройством железобетонного экрана [3, 12].

Устройство под экраном зоны из грунтоцементобетона, во-первых, создаст в плотине дополнительную противofильтрационную защиту, а, во-вторых, позволит в случае необходимости ликвидировать очаги фильтрации путем инъекции в грунтоцементобетон цементного раствора.

Наши исследования [13, 10] показали, что наличие под экраном жесткой подэкрановой зоны полностью изменяет схему его статической работы.

Железобетонный экран и грунтоцементобетонная подэкрановая зона работают совместно в составе единого экрана. По существу, это двухслойный экран. Так как грунтоцементобетонная зона существенно толще, чем экран, то деформации двухслойного экрана в большей степени определяются именно ею. Условия работы экрана во многом зависят от условия его сопряжения с основанием. При опирании грунтоцементобетонной зоны на скальное основание двухслойный экран начинает работать как консоль, защемленная в основании [13]. Изгибные деформации консоли приводят к появлению в железобетонном экране значительных растягивающих напряжений, которые не смогут быть восприняты арматурой. Даже устройство швов в экране не позволяет обеспечить работоспособность такого экрана.

Для улучшения схемы статической работы экрана было предложено опирать двухслойный экран на наклонную потерну, обеспечивая свободу деформаций путем устройства скользящего шва [13]. В этом случае экран работает не как консоль, а как балка на упругом основании. Так как максимальный прогиб экрана наблюдается примерно посередине экрана, то он получает изгиб в сторону нижнего бьефа. В этом случае напорная грань двухслойного экрана оказывается сжатой и железобетонный экран получает благоприятное напряженное состояние. Однако на низовой грани подэкрановой зоны возникает зона растягивающих напряжений.

Соответственно требуется поиск путей по обеспечению надежной работы сверхвысокой каменнонабросной плотины с двухслойным экраном.

Цель исследования — провести расчетные исследования сверхвысокой каменнонабросной плотины с двухслойным экраном и выявить, возможно ли повысить надежность ее работы за счет снижения деформируемости каменной наброски.

Схема статической работы плотины с двухслойным железобетонно-грунтоцементобетонным экраном была проанализирована нами на примере сверхвысокой плотины высотой 215 м, расположенной на скальном основании (рис. 1). Подобная пло-

Рис. 1. Конструкция рассматриваемой плотины: 0 — скальное основание; 1 — железобетонный экран; 2 — подэкрановая зона из грунтоцементобетона; 3 — защитная грунтовая призма; 4 — цементационная галерея; 5 — поперечные швы в экране и подэкрановой зоне; I, II, III — очереди возведения упорной призмы

тина рассматривалась в качестве одного из вариантов для строительства Эвенкийского гидроузла на р. Нижняя Тунгуска. Для этой плотины нами были проведены численные исследования напряженно-деформированного состояния (НДС). Так как плотина сверхвысокая, принималось, что плотина возводится в три очереди, имеющие высоту 79, 166 и 215 м соответственно.

Исследования проводились методом конечных элементов с помощью вычислительной программы, составленной М.П. Саиновым [15]. Для создания конечно-элементной модели плотины использовались конечные элементы высокого порядка (с кубической аппроксимацией перемещений внутри элемента). Сетка включала грунтовую плотину и блок скального основания (рис. 2). Она насчитывала 469 элементов сплошной среды и 75 контактных элементов. Общее количество степеней свободы модели составило 4942.

При расчетах учитывалась последовательность возведения плотины и наполнения водохранилища. Принималось, что двухслойный экран устраивается только после полного завершения насыпи соответствующей очереди строительства. Расчет производился для 54 этапов строительства и загрузки плотины.

Расчет велся в упруго-пластической постановке. Для описания нелинейного поведения грунтов использовалась модель грунта, предложенная проф. Л.Н. Рассказовым [15], а контактов — модель Кулона. Железобетон экрана, грунтоцементобетон подэкрановой зоны считались упругими материалами. Для железобетона модуль деформации E принимался равным 29 000 МПа, а коэффициент Пуассона $\nu = 0,18$. Модуль деформации грунтоцементобетона принимался на основе экспериментальных данных, полученных А.С. Бестужевой [16]: было принято $E = 5000$ МПа, $\nu = 0,22$.

Расчет проводился для двух вариантов деформируемости каменной наброски. Первый из них, вариант А, соответствовал данным экспериментальных исследований горной массы [17–19]. В другом,

варианте Б, деформируемость каменной наброски была уменьшена в четыре раза по сравнению с вариантом А.

Проведенные расчеты показали, что НДС двухслойного экрана значительно изменяется по мере роста плотины. Он получает довольно большие перемещения за счет деформаций уплотнения каменной наброски. В варианте А максимальная осадка плотины (в сечении по оси) на момент окончания возведения составила 228 см, а в варианте Б — 58 см. По отношению к высоте плотины максимальная осадка составляет соответственно 1,0 и 0,27 %. Это соответствует осредненным данным натурных наблюдений за подобными сверхвысокими плотинами [20–22].

Максимальная осадка двухслойного экрана на момент окончания строительства составила в варианте А 126 см, в варианте Б — 33 см. Она наблюдается на гребне второй очереди плотины $\nabla 166$ м. Там же наблюдаются максимальное смещение экрана, которое составляет соответственно 118 и 33 см. Результатом осадок и смещений являются перемещения в направлении, перпендикулярном к поверхности экрана, называемые нами *прогибы*. Характер распределения прогибов (рис. 3) показывает, что экран выгибается в сторону нижнего бьефа, за исключением пригребневой зоны плотины второй очереди. Изгиб верхней части плотины второй очереди в сторону верхнего бьефа является следствием повышенных перемещений этой части плотины, которые объясняются уплотнением плотины второй очереди под действием веса плотины третьей очереди. Максимальные прогибы (172 см в варианте А и 46 см в варианте Б) экран имеет именно на гребне плотины второй очереди (рис. 3).

Изгибные деформации двухслойного экрана вызывает неравномерное распределение напряжений по его толщине. На рис. 4 показаны эпюры продольных напряжений, т.е. напряжений в направлении вдоль откоса. Наиболее неблагоприятное НДС получает нижняя часть экрана. Его верховая грань испытывает сжимающие продольные напряжения

Рис. 3. Прогибы, см, железобетонного экрана на момент окончания наполнения водохранилища (эпюра с заливкой соответствует варианту Б, без заливки — варианту А)

Рис. 4. Продольные напряжения, МПа, в двухслойном экране плотины на момент окончания наполнения водохранилища: а — на верховой грани железобетонного экрана; б — на низовой грани подэкрановой зоны из грунтоцементобетона

(см. рис. 4, а), а низовая грань — растягивающие (см. рис. 4, б). Благоприятным фактором является то, что железобетонный экран, расположенный на верховой грани двухслойной конструкции, находится в состоянии сжатия. Это позволит обеспечить отсутствие в нем трещин. Опасность представляют растягивающие напряжения в грунтоцементобетоне. В варианте А они достигают 4,7 МПа, что намного выше прочности на растяжение. Этот вариант не обеспечивает надежности плотины. А в варианте Б растягивающие напряжения не превышают 0,3 МПа. Этот вариант может быть признан работоспособным, особенно если устроить в двухслойном экране поперечный шов для снятия растягивающих напряжений.

В результате мы можем сделать следующие выводы:

1. Преимуществом рассмотренной конструкции каменнонабросной плотины с жестким двухслойным экраном (состоящим из ЖБЭ и грунтоцементобетонной подэкрановой зоны), в котором он оперт на наклонный скользящий шов, является благоприятное напряженное состояние на напорной грани. Напорная грань сжата, что позволит не допустить образования в ней трещин.

2. Наибольшую опасность для рассмотренной конструкции массивного двухслойного экрана представляют растягивающие напряжения на его низовой грани, возникающие из-за деформаций изгиба. Данная конструкция может надежно, без образования трещин, работать только в случае, если деформации каменной наброски будут невелики. Требуется очень качественное уплотнение каменной наброски, чтобы модуль деформации каменной наброски составлял не менее 300 МПа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Rockfill dams with concrete facing — state of the art : International Commission on Large Dams Bulletin. 70. Paris, 1989.
2. Concrete face rockfill dam: Concepts for design and construction : International Commission on Large Dams Bulletin. 141. Paris, 2010.
3. Маркес Фильо П., Пинто Н. де С. Характеристики каменно-набросных плотин с бетонным экраном, полученные опытным путем // Международный дайджест по гидроэнергетике и плотинам. 2007. С. 69–74.
4. Freitas Jr., Manoel S.J. Concepts on CFRDs Leakage Control — Cases and Current Experiences // International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Experiences Bulletin. 2009. Vol. 3. Issue 4. Pp. 11–18.
5. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons learned from Mohale // International Water Power and Dam Construction. August 2007. Vol. 59. Issue 8. Pp. 16–25.
6. Pinto de N.L.S. Very high CFRDs: Behaviour and design features // International Journal on Hydropower and Dams. 2008. 15 (4). Pp. 43–49.
7. Song W., Sun Y., Li L., Wang Y. Reason analysis and treatment for the 1st phase slab cracking of Shuibuya CFRD // Journal of Hydroelectric Engineering. 2008. 3 (27). Pp. 33–37.
8. Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F. et al. Campos Novos dam during second impounding // International Journal on Hydropower & Dams. 2008. 15 (4). Pp. 53–58.
9. Sobrinho J.A., Xavier L.V., Albertoni S.C. et al. Performance and Concrete Face Repair at Campos Novos // International Journal on Hydropower & Dams. 2007. 14 (2). Pp. 39–42.
10. Рассказов Л.Н., Саинов М.П. Численные исследования надежности высокой каменной плотины с железобетонным экраном и подэкрановой зоной из грунтоцементобетона // Гидротехническое строительство. 2012. № 2. С. 30–34.
11. Soil cement for embankment dams: International Commission on Large Dams Bulletin. 54. Paris, 1986.
12. Глазовский В.Б., Радченко В.Г. Новые тенденции в строительстве грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 2013. № 1. С. 2–8.

13. Саинов М.П. Совершенствование конструкции высокой каменной плотины с железобетонным экраном // Вестник МГСУ. 2011. № 5. С. 36–40.
14. 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. 9 (4). Pp. 208–225.
15. Рассказов Л.Н., Джжа Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1987. № 7. С. 31–36.
16. Бестужева А.С. Камнебетон как материал для подкрановой зоны плотины с железобетонным экраном // Научное обозрение. 2015. № 23. С. 75–79.
17. Marsal R.J. Large-scale testing of rockfill materials // Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. 1967. 92. Pp. 27–43.
18. Varadarajan A., Sharma K.G., Venkatachalam K. et al. Testing and Modeling Two Rockfill Materials // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003. 129 (3). Pp. 206–218.
19. Саинов М.П. Параметры деформируемости крупнообломочных грунтов в теле грунтовых плотин // Строительство: наука и образование. 2014. Вып. 2. Ст. 2. Режим доступа: <http://www.nso-journal.ru>.
20. Саинов М.П. Полуэмпирическая формула для оценки осадок однородных грунтовых плотин // Приволжский научный журнал. 2014. № 3 (31). С. 108–115.
21. Park H.G., Kim Y.-S., Seo M.-W. et al. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period. Case of Daegok Dam // Journal of the Korean Geotechnical Society. September 2005. Vol. 21. No. 7. Pp. 91–105.
22. Pinto N.L., Marques P.L. Estimating the Maximum Face Slab Deflection in CFRDs // International Journal on Hydropower & Dams. 1998. 5 (6). Pp. 28–30.

Поступила в редакцию в октябре 2016 г.

Принята в доработанном виде в марте 2017 г.

Одобрена для публикации в апреле 2017 г.

Об авторах: **Саинов Михаил Петрович** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры гидравлики и гидротехнического строительства, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, mp_sainov@mail.ru;

Котов Филипп Викторович — ассистент кафедры гидравлики и гидротехнического строительства, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, filipp_net@mail.ru.

REFERENCES

1. Rockfill Dams with Concrete Facing — State of the Art : International Commission on Large Dams Bulletin. 70. Paris, 1989.
2. Concrete Face Rockfill Dam: Concepts for Design and Construction : International Commission on Large Dams Bulletin. 141. Paris, 2010.
3. Pinto de N.L., Marques P.L. Kharakteristiki kamennno-nabrosnykh plotin s betonnykh ekranom, poluchennyye opytym putem [Characteristics of Stone-Embanked Dams with a Concrete Walling, Obtained Experimentally]. *Mezhdunarodnyy daydzhest po gidroenergetike i plotinam* [International Digest on Hydropower and Dams]. 2007, pp. 69–74. (In Russian)
4. Freitas Jr., Manoel S.J. Concepts on CFRDs Leakage Control — Cases and Current Experiences. *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Experiences Bulletin*. 2009, vol. 3, issue 4, pp. 11–18.
5. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons Learned from Mohale. *International Water Power and Dam Construction*. August 2007, vol. 59, issue 8, pp. 16–25.
6. Pinto de N.L.S. Very high CFRDs: Behaviour and Design Features. *International Journal on Hydropower and Dams*. 2008, 15 (4), pp. 43–49.
7. Song W., Sun Y., Li L., Wang Y. Reason Analysis and Treatment for the 1st Phase Slab Cracking of Shuibuya CFRD. *Journal of Hydroelectric Engineering*. 2008, 3 (27), pp. 33–37.
8. Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F. Campos Novos Dam during Second Impounding. *International Journal on Hydropower & Dams*. 2008, 15 (4), pp. 53–58.
9. Sobrinho J.A., Xavier L.V., Albertoni S.C. Performance and Concrete Face Repair at Campos Novos. *International Journal on Hydropower & Dams*. 2007, 14 (2), pp. 39–42.
10. Rasskazov L.N., Sainov M.P. Chislennyye issledovaniya nadezhnosti vysokoy kamennoy plotiny s zhelezobetonnykh ekranom i podekranovoy zonoj iz gruntotsementobetona [Numerical Studies of the Reliability of a High Stone Dam with a Reinforced Concrete Walling and a Sub-wall-ing Zone of Soil Cement Concrete]. *Gidrotekhnicheskoye stroitel'stvo* [Hydro-engineering Construction]. 2012, no. 2, pp. 30–34. (In Russian)
11. *Soil Cement for Embankment Dams: International Commission on Large Dams Bulletin*. 54. Paris, 1986.
12. Glagovskiy V.B., Radchenko V.G. Novyye tendentsii v stroitel'stve gruntovykh plotin [New Tendencies in the Construction of Subsoil Dams]. *Gidrotekhnicheskoye stroitel'stvo* [Hydro-engineering Construction]. 2013, no. 1, pp. 2–8. (In Russian)
13. Sainov M.P. Sovershenstvovanie konstruksii vysokoy kamennoy plotiny s zhelezobetonnykh ekranom [Perfection of the High Stone Dam Structure with a Reinforced Concrete Shield]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2011, no. 5, pp. 36–40. (In Russian)
14. Sainov M.P. Vychislitel'naya programma po raschetu napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya gruntovykh plotin: opyt sozdaniya, metodiki i algoritmy [Computational Program for Calculating the Stress-Strain State of Ground Dams: Creation Experience, Methods and Algorithms]. *In-*

ternational Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013, 9 (4), pp. 208–225. (In Russian)

15. Rasskazov L.N., Jha J. Deformiruyemost' i prochnost' grunta pri raschete vysokikh gruntovykh plotin [Deformability and Strength of the Ground in the Calculation of High Ground Dams]. *Gidrotekhnicheskoye stroitel'stvo* [Hydro-engineering Construction]. 1987, no. 7, pp. 31–36. (In Russian)

16. Bestuzheva A.S. Kamnebeton kak material dlya podekranovoy zony plotiny s zhelezobetonnyim ekranom [Stoneconcrete as a Material for the Sub-wallage Zone of the Dam With a Reinforced Concrete Walling]. *Nauchnoye obozreniye* [Scientific Review]. 2015, no. 23, pp. 75–79. (In Russian)

17. Marsal R.J. Large-scale Testing of Rockfill Materials. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. 1967, 92, pp. 27–43.

18. Varadarajan A., Sharma K.G., Venkatachalam K. et al. Testing and Modeling Two Rockfill Materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2003, 129 (3), pp. 206–218.

19. Sainov M.P. Parametry deformiruyemosti krupnoblomochnykh gruntov v tele gruntovykh plotin [Parameters of the Deformability of Coarse Clastic Soils in the Body of Subsoil Dams]. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovaniye* [Construction: Science and Education]. 2014, issue. 2, paper 2. Available at: <http://www.nso-journal.ru>. (In Russian)

20. Sainov M.P. Poluempiricheskaya formula dlya otsenki osadok odnorodnykh gruntovykh plotin [Semi-empirical Formula for Estimating the Sediment of Homogeneous Ground Dams]. *Privolzhskiy nauchnyy zhurnal* [Volga Scientific Magazine]. 2014, no. 3 (31), pp. 108–115. (In Russian)

21. Park H.G., Kim Y.-S., Seo M.-W. et al. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period. Case of Daegok Dam. *Journal of the Korean Geotechnical Society*. September 2005. vol. 21, no. 7, pp. 91–105.

22. Pinto de N.L., Marques P.L. Estimating the Maximum Face Slab Deflection in CFRDs. *International Journal on Hydropower & Dams*. 1998, 5 (6), pp. 28–30.

Received in October 2016.

Adopted in revised form in March 2017.

Approved for publication in April 2017.

About the authors: **Sainov Mikhail Petrovich** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Hydraulics and Hydraulic Engineering Department, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; mp_sainov@mail.ru;

Kotov Filipp Viktorovich — Assistant of the Chair of Hydraulics and Hydraulic Engineering, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; filipp_net@mail.ru.