

УДК 624.131

А.Н. Богомолов, О.А. Богомолова, А.И. Вайнгольц, О.В. ЕрмаковВолгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
Волгоград, Россия**СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ
СПОСОБНОСТИ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ
ЗАГЛУБЛЕННОГО ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА
РАЗЛИЧНЫМИ СПОСОБАМИ**

Приведено сопоставление результатов расчета несущей способности двухслойного основания заглубленного фундамента конечной жесткости, полученных по разработанному авторами на основе анализа напряженного состояния грунтового массива инженерному методу расчета с некоторыми существующими решениями. При этом принято, что слои основания при прочих равных условиях отличаются лишь значениями модулей деформации. Показано, что предлагаемый авторами метод учитывает более точно условия работы фундамента в грунтовой массиве по сравнению с существующими методами.

Ключевые слова: слоистые основания, соотношение значений модулей деформации слоев, заглубленный фундамент конечной жесткости, расчетное сопротивление, коэффициент бокового давления, толщина верхнего слоя.

A.N. Bogomolov, O.A. Bogomolova, A.I. Vaingolts, O.V. YermakovVolgograd State University of Architecture and Civil Engineering,
Volgograd, Russian Federation**THE COMPARISON OF THE RESULTS OF CALCULATION
OF THE BEARING CAPACITY OF TWO-LAYER BASIS OF DEEP
STRIP FOUNDATIONS IN DIFFERENT WAYS**

In the article comparison of the results of calculation of the bearing capacity two-layer basis of deep foundation of finite stiffness, obtained by the authors on the basis of the analysis of the stress state of soil engineering method of calculation of some existing solutions is given. It is assumed that the layers of foundation under other equal conditions differ only by the values of the deformation modules. It is shown that the proposed method allows more precisely the conditions of work of the foundation in the soil massive compared to existing methods.

Keywords: layered basis, correspondence between values of module deformation of layers, deep foundation of finite stiffness, bearing capacity, coefficient of lateral pressure, thickness of the upper layer.

В работе [1] приведены результаты исследований величины расчетного сопротивления двухслойного основания, выполненных на основе анализа его напряженно-деформированного состояния. При этом основными факторами, оказывающими влияние на величину расчетного сопротивления, являются величина отношения модулей деформации слоев $E_{0в}/E_{0н}$ и толщина верхнего слоя грунта основания $H_в$, которая измеряется от подошвы фундамента до его нижней границы. При этом считается, что слои залегают горизонтально, а соответствующие грунты однородны и изотропны. Принято, что величине расчетного сопротивления основания соответствует такая величина интенсивности равномерно распределенной нагрузки q , при которой области пластических деформаций развиваются вглубь основания на $0,25$ ширины фундамента. В качестве предельно допустимой нагрузки принимается такое значение q , при котором происходит смыкание областей пластических деформаций под подошвой фундамента (рис. 1, 2). Расчеты проведены при помощи компьютерной программы «Устойчивость. Напряженно-деформированное состояние» [2], разработанной в Волгоградском государственном архитектурно-строительном университете.

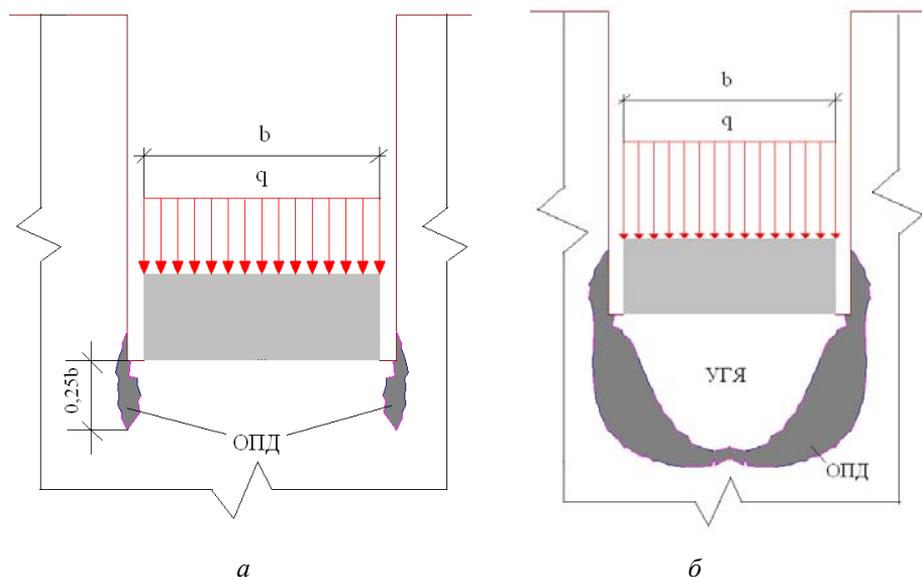


Рис. 1. Области пластических деформаций при нагрузке, соответствующей величине расчетного сопротивления (а) и предельно допустимой нагрузке (б)

Местоположение, размеры и форма ОПД определяются на основе выполнения условия пластичности, которое может быть записано в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 - \sigma_2 &= (\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_{св}) \sin \varphi \\ \text{или} \\ (\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 &= (\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_{св})^2 \sin^2 \varphi, \\ \text{или} \\ \operatorname{tg} \theta_{\max} &= \operatorname{tg} \varphi, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где σ_1 и σ_2 – главные нормальные напряжения в рассматриваемой точке; σ_x ; σ_z и τ_{xz} – компоненты полного напряжения в той же точке; $\sigma_{св} = C \operatorname{ctg} \varphi$ – давление связности; C ; φ и θ_{\max} – соответственно удельное сцепление, угол внутреннего трения грунта и угол максимального отклонения.

Расчетная конечно-элементная схема заглубленного фундамента конечной жесткости и ее геометрические размеры представлены на рис. 2.

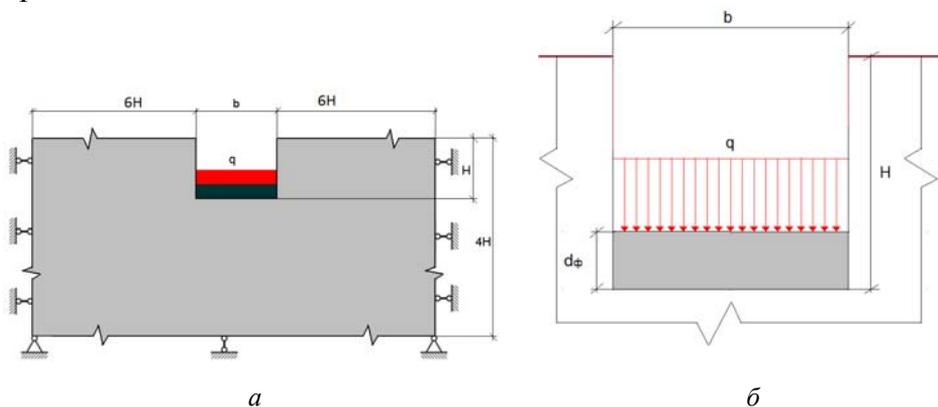


Рис. 2. Геометрические размеры механико-математической модели основания заглубленного фундамента конечной жесткости (нагрузка передается через штамп) (а) и фрагмент расчетной схемы (б)

Граничные условия заданы следующим образом: вдоль вертикальных границ расчетной модели отсутствуют перемещения в горизонтальном направлении; вдоль нижней горизонтальной границы отсутствуют вертикальные перемещения; на перемещения других точек ограничения не наложены.

Тем не менее принято считать, что накладываемые на расчетную конечно-элементную схему граничные условия практически не влияют

на распределение напряжений, если границы расчетной области удалены от ее исследуемой части не менее чем на 6 максимальных размеров последней. Вертикальный размер расчетной схемы, при котором дальнейшее увеличение его численного значения не влияет на значения компонентов полного напряжения в активной зоне фундамента, $4H$ (H – глубина заложения).

Рассмотрим конкретные примеры по определению расчетного сопротивления для условий, которые определяются численными значениями следующих переменных расчетных параметров: величина отношения модулей общей деформации слоев $E_{0в}/E_{0н}$; глубина заложения фундамента h_3 ; ширина фундамента b ; приведенная толщина верхнего слоя $H_в/b$; c ; φ ; γ ; ξ_0 – удельное сцепление, угол внутреннего трения, объемный вес, коэффициент бокового давления грунта.

При расчете принято, что величина $E_{0в}/E_{0н}$ изменяется в интервале $E_{0в}/E_{0н} \in [0,067-15]$; глубина заложения фундамента h_3 принималась равной 0,5; 1; 1,5; 2 (м); толщина верхнего слоя $H_в = 0,5b$; $H_в = b$; $H_в = 1,5b$; $H_в = 2b$; удельное сцепление c изменялось от 9 до 81 кПа; угол внутреннего трения φ изменялся от 7 до 30°; давление связности $\sigma_{св}$ при этом изменялось в пределах от 27,7 до 236,19 кПа.

Для штампа величины модуля деформации и коэффициента бокового давления приняты как для бетонной конструкции на основе рекомендаций работы [3].

В результате вычислений были получены графические зависимости $R = f(E_{0в}/E_{0н})$, часть из которых в качестве примера приведена на рис. 3.

Анализ влияния величины отношения $E_{0в}/E_{0н}$ на зависимость $R = f(E_{0в}/E_{0н})$ позволяет утверждать, что чем меньше $E_{0в}/E_{0н}$, тем больше расчетное сопротивление основания. Когда внизу располагается более жесткий слой, R больше, чем для однородного основания ($E_{0в}=E_{0н}$). Когда же более сильный слой располагается сверху, а подстилающий слой слабый, расчетное сопротивление снижается по сравнению с той же величиной, вычисленной для однородного основания. С возрастанием толщины верхнего слоя $H_в$ величина расчетного сопротивления всё меньше зависит от отношения $E_{0в}/E_{0н}$.

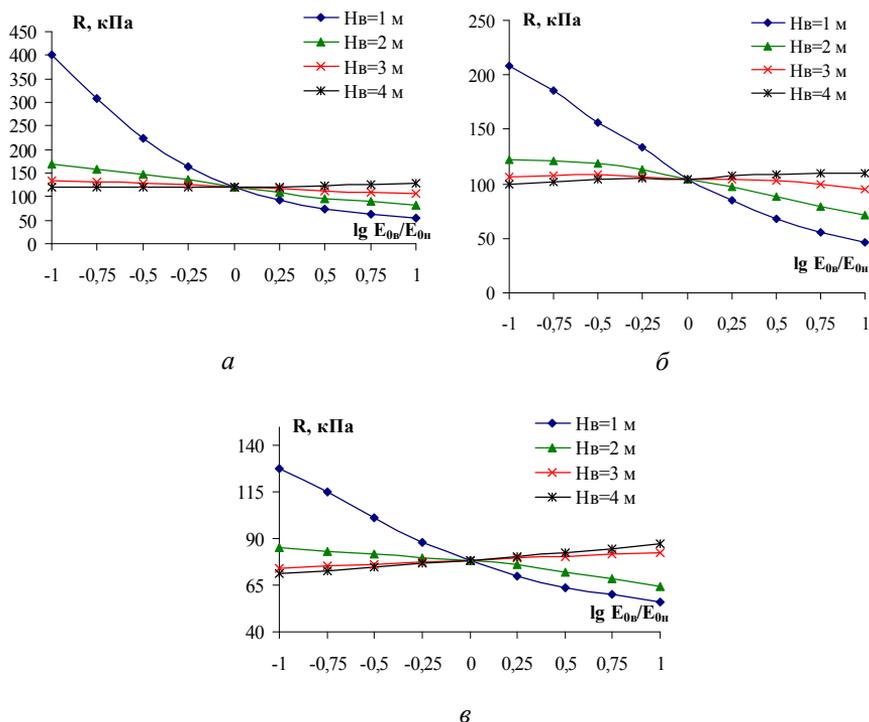


Рис. 3. Графические зависимости вида $R = f(E_{0в}/E_{0н})$ для двухслойного основания при значениях ширины фундамента $b = 2$ м, глубины заложения фундамента $h_3 = 1$ м, $H_в = 1, 2, 3, 4$ м для грунта с характеристиками $\varphi = 16^\circ$, $c = 16$ кПа, при величине коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,98$ (а), $0,75$ (б), $0,5$ (в)

Установлено, что линии, приведенные на рис. 3 и им подобные, полученные в результате вычислений, с высокой степенью точности аппроксимируются выражением

$$R = R_0 - k \lg(E_{0в}/E_{0н}), \quad (2)$$

где R_0 – значение расчетного сопротивления для однородного основания с физико-механическими характеристиками верхнего (несущего) слоя; k – коэффициент, определяющийся по формуле

$$k = a \frac{b}{H_в} + m, \quad (3)$$

где a и m – коэффициенты, зависящие от физико-механических свойств грунта и геометрических параметров фундамента, определяются по графикам, пример которых приведен на рис. 4; b – ширина фундамента.

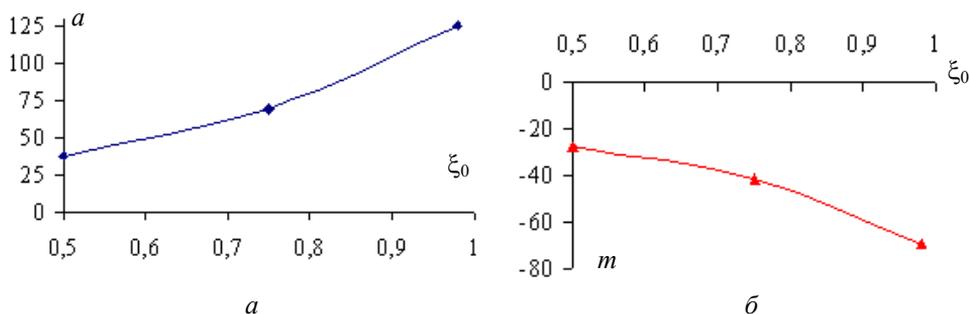


Рис. 4. Графические зависимости вида $a = f(\xi_0)$ (а) и $m = f(\xi_0)$ (б) для двухслойного основания при значениях ширины фундамента $b = 2$ м; глубины заложения фундамента $h_3 = 1$ м; для грунта с характеристиками $\varphi = 16^\circ$, $c = 16$ кПа

Рассмотрим следующий пример.

Дано: двухслойное основание со следующими физико-механическими характеристиками: удельный вес $\gamma = 18$ кН/м³, угол внутреннего трения $\varphi = 16^\circ$, сцепление $c = 16$ кПа. Ширина фундамента $b = 2$ м. Глубина заложения составляет $d_1 = 1$ м.

Рассмотрим 3 варианта двухслойного основания:

1. Толщина верхнего слоя $H_b = b$. Отношение модулей деформации $E_{об}/E_{он} = 2$.

2. Толщина верхнего слоя $H_b = 1,75b$. Отношение модулей деформации $E_{об}/E_{он} = 2$.

3. Толщина верхнего слоя $H_b = 1,75b$. Отношение модулей деформации $E_{об}/E_{он} = 5$.

Численные значения величин расчетного сопротивления, полученные для примера, приведены в табл. 1.

Проведем сопоставление полученных результатов с результатами вычислений величины R выполненных на основе предложений профессора А.В. Пилягина [4] и при помощи рекомендаций СНиП¹

1. Решение СНиП.

В формуле $R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]$

полагаем $\gamma_{c1} = 1$, $\gamma_{c2} = 1$, $k = 1$, $k_z = 1$, $d_b = 0$, $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 18$ кН/м³, $c_{II} = 16$ кПа. Значения M_γ M_q M_c принимаем по табл. 4 СНиП: $M_\gamma = 0,36$; $M_q = 2,43$; $M_c = 4,99$.

¹ СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.

Таблица 1

Вычисление расчетного сопротивления по предлагаемому методу

Номер варианта	ξ_0	R_0 , кПа	a	m	k	$\lg(E_{об}/E_{он})$	R , кПа
1-й вариант	0,98	120	126,2	-69,43	56,77	0,301	102,91
	0,75	104,6	70,02	-41,03	28,99	0,301	95,87
	0,5	78,5	37,49	-27,48	10,01	0,301	75,486
2-й вариант	0,98	120	126,2	-69,43	2,684	0,301	119,19
	0,75	104,6	70,02	-41,03	-1,02	0,301	104,91
	0,5	78,5	37,49	-27,48	-6,05	0,301	80,321
3-й вариант	0,98	120	126,2	-69,43	2,684	0,699	118,12
	0,75	104,6	70,02	-41,03	-1,02	0,699	105,31
	0,5	78,5	37,49	-27,48	-6,05	0,699	82,73

Решение СНиП дает нам для всех вариантов одно и то же значение расчетного сопротивления $R=136,54$ кПа.

2. Решение А.В. Пилягина.

А.В. Пилягин предложил методику [4] определения коэффициентов M_γ , M_q , M_c в формуле (7) СНиП² для двухслойного основания со слабым *подстилающим* слоем. Используется расчетная схема незаглубленного или незначительно заглубленного гибкого фундамента. Для анализа напряженно-деформированного состояния грунтового массива используется МКЭ в упругой постановке. Значения напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки $P = 0,1$ МПа на глубине, равной одной четверти ширины подошвы фундамента, подставляют в условие предельного равновесия В.В. Соколовского.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c подсчитываются по формулам

$$M_\gamma = \frac{\sin \varphi}{2\varphi}; M_q = \frac{2 \sin \varphi}{\varphi}; M_c = \frac{2 \cos \varphi}{\varphi}, \quad (4)$$

где φ – значение функции из формулы (5),

$$\varphi = \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2} - (\sigma_z + \sigma_x) \sin \varphi, \quad (5)$$

где σ_x , σ_z , τ_{xz} – компоненты напряженного состояния; φ – угол внутреннего трения.

Значения коэффициентов А.В. Пилягина для указанных выше вариантов и полученные по ним величины расчетных сопротивлений представлены в табл. 2.

² СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.

Таблица 2

Вычисление расчетного сопротивления
по методу А.В. Пилягина

Номер варианта	M_γ	M_q	M_c	R , кПа
1	0,32	2,3	4,54	125,56
2	0,35	2,41	4,92	134,7
3	0,36	2,44	5,03	137,36

Для удобства сопоставления полученные результаты соединим в табл. 3.

Таблица 3

Сравнительная таблица результатов, получаемых по разработанному методу и по имеющимся решениям

Номер варианта	ξ_0	Решение СНиП R , кПа	Метод А.В. Пилягина, R , кПа	Предлагаемый метод R , кПа	Процентное расхождение между решением СНиП и предлагаемым методом	Процентное расхождение между решением методом А.В. Пилягина и предлагаемым методом
1	0,98	136,54	125,56	102,91	-32,679	-22,0095
	0,75	136,54	125,56	95,87	-42,422	-30,969
	0,5	136,54	125,56	75,486	-80,8812	-66,3355
2	0,98	136,54	134,7	119,19	-14,5566	-13,0128
	0,75	136,54	125,56	104,91	-30,1497	-19,6835
	0,5	136,54	125,56	80,321	-69,9929	-56,3228
3	0,98	136,54	137,36	118,12	-15,5943	-16,2885
	0,75	136,54	125,56	105,31	-29,6553	-19,2289
	0,5	136,54	125,56	82,73	-65,0429	-51,7708

Таким образом, из представленного в статье сопоставления результатов расчета несущей способности двухслойного основания можно сделать следующие выводы.

1. Разработанный авторами инженерный метод позволяет определять величину расчетного сопротивления двухслойного основания при различных значениях отношения модулей общей деформации слоев $E_{об}/E_{он}$ и коэффициента бокового давления грунта ξ_0 , в отличие от метода, регламентированного СНиП (не учитывает ни один

из перечисленных параметров) и метода А.В. Пилягина (учитывает только отношение $E_{0в}/E_{0н}$).

2. Величина расчетного сопротивления однородного основания заглубленного фундамента конечной жесткости даже при ξ_0 , близком к 1, оказывается меньше значения, определяемого по формуле (7) СНиП³. Указанное расхождение вызвано различием применяемых расчетных схем: строго аналитический метод СНиП использует расчетную схему гибкого фундамента с имитацией заглубления с помощью боковой пригрузки, метод Пилягина – расчетную схему незаглубленного или незначительно заглубленного гибкого фундамента.

3. Сопоставление результатов расчета для рассматриваемого примера дает минимальные расхождения с существующими методами при $\xi_0 = 0,98$ (14,5 и 13 % соответственно), а максимальные при $\xi_0 = 0,5$ (80,9 и 66,3 % соответственно). Это позволяет утверждать, что существующие методы могут рассматриваться как частные случаи в рамках предлагаемого инженерного метода.

Библиографический список

1. Богомолова О.А., Вайнгольц А.И. Влияние отношения модулей деформации слоев двухслойного основания заглубленного фундамента конечной жесткости на его несущую способность [Электронный ресурс] // Строительство и архитектура. Опыт и современные технологии: электрон. науч. журн. 2013. – Т. 1, № 2. – С. 11. – URL: <http://sbornikstf.pstu.ru> (дата обращения: 01.12.2013).

2. Устойчивость (напряженно-деформированное состояние) / А.Н. Богомолдов [и др.] // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009613499 от 30 июня 2009 г.

3. Богомолдов А.Н., Вихарева О.А., Шиян С.И. Исследование напряженно-деформированного состояния и устойчивости высокой насыпи, армированной тонкими монолитными бетонными плитами // Світ геотехніки. – 2007. – № 2. – С. 16–19.

4. Пилягин А.В. Определение расчетного сопротивления оснований при различных схемах загрузений // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1998. – № 4, 5. – С. 28–31.

³ СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.

References

1. Bogomolova O.A., Vaingolts A.I. Vliyanie otnosheniya modulej deformatsii sloev dvukhsloynnogo osnovaniya zaglublennogo fundamenta konechnoy zhestkosti na ego nesuschuyu sposobnost [Influence of the two-layer modules deformation of the layers of the buried base foundation of finite stiffness at its loadbearing]. *Stroitelstvo i arkhitektura. Opyt i sovremennye tekhnologii*, 2013, no. 2, available at: <http://sbornikstf.pstu.ru> (accessed 1 December 2013).

2. Bogomolov A.N. [et al.]. Ustojchivost (Napryazhyonno-deformirovannoe sostoyanie). *Svidetelstvo o gosudarstvennoj registratsii programmy dlya EVM № 2009613499 ot 30 iyunya 2009*.

3. Bogomolov A.N., Vikhareva O.A., Shiyani S.I. Issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya i ustoychivosti vysokoy nasypi, armirovannoy tonkimi monolitnymi betonnyimi plitami [Investigation of the stress-strain state and the stability of high embankment reinforced with thin monolithic concrete plate]. *Svit geotekhniki*. 2007, no.2. pp. 16–19.

4. Pilyagin A.V. Opredelenie raschetnogo soprotivleniya osnovanij pri razlichnykh skhemakh zagruzhenij [Determining the resistance bases at various schemes loadings]. *Osnovaniya, fundamenty i mehanika gruntov*, 1998, no. 4, 5. pp. 28–31.

Об авторах

Богомолов Александр Николаевич (Волгоград, Россия) – доктор технических наук, профессор, проректор по научной работе, заведующий кафедрой «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета; e-mail: banzaritcyn@mail.ru

Богомолова Оксана Александровна (Волгоград, Россия) – кандидат технических наук, доцент кафедры «Прикладная математика и вычислительная техника», докторант кафедры «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета; e-mail: boazaritcyn@mail.ru

Вайнгольц Алексей Игоревич (Волгоград, Россия) – аспирант кафедры «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета; e-mail: alekcv1990@rambler.ru

Ермаков Олег Владимирович (Волгоград, Россия) – кандидат технических наук, доцент кафедры «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета; e-mail: helgerm@bk.ru.

About the authors

Bogomolov Aleksandr Nikolaevich (Volgograd, Russian Federation) – Doctor of Technical Sciences, Professor, Pro-rector on scientific work, Head of the Department of Hydraulic Engineering and Land Constructions, Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering; e-mail: banzaritcyn@mail.ru

Bogomolova Oksana Aleksandrovna (Volgograd, Russian Federation) – Ph.D in of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Applied Mathematics and Computer Science, Doctoral Candidate, Department of Hydraulic Engineering and Land Constructions, Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering; e-mail: boazaritcyn@mail.ru

Vaingolts Aleksey Igorevich (Volgograd, Russian Federation) – Ph.D in Student, Department of Hydraulic Engineering and Land Constructions, Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering; e-mail: alekcv1990@rambler.ru

Yermakov Oleg Vladimirovich (Volgograd, Russian Federation) – Ph.D in of Technical Sciences, Associate Professor, Doctoral Candidate, Department of Hydraulic Engineering and Land Constructions, Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering; e-mail: helgerm@bk.ru

Получено 26.03.2014