УДК 624.154.1

И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева

Казанский государственный архитектурно-строительный университет,
Казань, Россия

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ДЕФОРМАЦИЙ АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Рассматриваются расчетные модели несущей способности и деформирования армированных вертикальными элементами грунтовых оснований. Несущая способность грунта под армирующими элементами определяется из условия трехосного сжатия. Величина силы сдвига, воспринимаемая армирующими элементами, определяется из уравнения равновесия моментов внешних и внутренних сил наиболее нагруженных частей армирующего элемента, защемленных по плоскости сдвига грунта. Сопротивление сжатию армированного основания в средней части определено исходя из требований прочности в условиях трехосного сжатия. Деформация армированного основания определяется методом послойного суммирования с учетом напряженного состояния окружающего грунтового массива и совместной деформации грунта и армирующих элементов.

Ключевые слова: циклическое нагружение, армированное основание, расчет осадки, несущая способность, вертикальное армирование, объемное напряженное состояние грунта, расчетная модель.

I.T. Mirsayapov, I.V. Koroleva

Kazan State University of Architecture and Engineering,
Kazan, Russian Federation

DESIGN MODEL OF BEARING VALUE AND STRAINS REINFORCED BASIS UNDER CYCLIC LOADING

The article discusses design models bearing capacity and deformation of reinforced soil base vertical elements. The bearing capacity of the soil under the reinforcing elements is determined from the strength of triaxial compression. The value of shear force, the perceived reinforcing elements is determined from the equation of equilibrium moments of the external and internal forces of the most loaded section of the reinforcing element, clamped through the shear plane of the soil. The resistance of reinforced soil compression in the middle part defined of the requirements of strength under triaxial compressive. Deformation of the reinforced base determined by the method of layer-stack surround the stress-strain state and joint deformation of the soil and reinforcing elements.

Keywords: cyclic loading, reinforced base, the calculation of the deformation, load-bearing capacity, the vertical reinforcement, three dimensional stress of soil, design models.

В современных условиях наблюдается тенденция увеличения нагрузок на грунтовые основания фундаментов зданий и сооружений. В этих случаях одним из способов увеличения несущей способности и уменьшения деформаций оснований является вертикальное армирование, особенно если в качестве оснований используются слабые грунты [1]. При этом следует учитывать, что основания, наряду со статическими, подвергаются воздействию различного рода циклических нагрузок, в том числе сейсмических. Эти сейсмические нагрузки моделируются эквивалентными циклическими нагрузками [2].

Совместное деформирование системы «армирующие элементы – фундамент – грунт армированного основания» с учетом перераспределения усилий между отдельными элементами в процессе циклических нагружений практически не изучено.

В связи с вышеизложенным возникает необходимость исследования поведения армированных оснований при циклическом нагружении.

Экспериментальные исследования проводились в объемном лабораторном лотке с размерами $1,0 \times 1,0 \times 1,0$ м (рис. 1). В качестве модели фундамента использовалась железобетонная плита размерами $400 \times 400 \times 40$ мм, армированная проволочной арматурой $\varnothing 3$ Вр-I.

Рис. 1. Внешний вид испытательного стенда

Армирующие элементы моделировались полыми пластиковыми трубками диаметром 7 мм, длиной 400 мм и толщиной стенки 1 мм со

следующими значениями прочностных и деформационных характеристик: прочность на сжатие $R_{сж} = 92,0$ МПа; модуль деформации $E_{сж} = 700$ МПа.

Грунтом основания являлась супесь твердая (модуль деформации $E = 4,6$ МПа, угол внутреннего трения $\varphi = 11^\circ$, удельное сцепление $C = 2,6$ кПа, плотность $\rho = 1,4$ т/м³, влажность $W = 11$ %).

При экспериментальных исследованиях принята модель армированного основания с количеством армирующих элементов 30 шт. с шагом $7d$. Модели армирующих элементов устанавливались вертикально и засыпались грунтом с послойным уплотнением. Между армирующими элементами и плитой устраивается песчаная подушка глубиной 5 см. Нагружение модели армированного основания осуществлялось с помощью гидравлического домкрата ступенями в зависимости от режима испытания.

На каждой ступени нагружения фиксировались значения осадок основания по показателям индикаторов часового типа ИЧ (расположенных на поверхности основания), прогибомеров (измеряющих осадки на двух гранях плиты), а также напряжения и деформации в грунте основания и моделях армирующих элементов. Деформации моделей армирующих элементов определялись с помощью наклеенных по длине тензорезисторов. Напряжения и деформации грунта в различных точках основания определялись датчиками давления.

Проведенные исследования позволили установить основные закономерности изменения напряженно-деформированного состояния армированного основания в процессе циклического нагружения.

Экспериментально установлено, что циклическое нагружение приводит к изменению усилий в армирующих элементах. На рис. 2 представлены графики изменения усилий в армирующих элементах, расположенных в характерных зонах основания. Характер изменения усилий в армирующих элементах показывает перераспределение усилий между армирующими элементами и грунтом основания.

На рис. 3 показано изменение напряжений в грунтовом массиве на глубине 20 см от модели плиты фундамента. Представлены значения напряжений в грунтовом массиве под центральной частью плиты, а также под ее левой гранью и правой гранью.

Результаты исследований показывают, что напряжения в грунте повышаются во всех зонах грунта с увеличением количества циклов нагружения. При этом необходимо отметить, что наибольшее увеличение напряжений происходит под моделью плиты фундамента. Как видно из приведенных графиков, интенсивное развитие напряжений в грунте независимо от координат рассматриваемых точек основания происходило в течение первых 100 циклов повторных нагружений.

Рис. 2. Изменение усилий в середине армирующих элементов основания под действием циклической нагрузки: *a* – центральный; *б* – угловой; *в* – боковой армирующий элемент

Рис. 3. Изменение напряжения в грунте под действием циклической нагрузки в различных точках плиты на глубине 20 см: *a* – по центру плиты; *б* – по левой грани плиты; *в* – по правой грани плиты

Циклические нагружения вызывали увеличения осадок основания как в пределах плиты, так и за ее пределами, причем интенсивность развития деформаций зависела от координаты рассматриваемой точки (рис. 4). Интенсивное развитие осадок независимо от координат рас-

смагиваемых точек основания происходило в течение 25 % циклов повторных нагружений.

Оценка несущей способности армированного грунтового основания

Исходя из анализа результатов экспериментальных исследований, принята рабочая гипотеза, в соответствии с которой сопротивление армированного массива в сжимающем силовом потоке складывается из сопротивления трехосному сжатию в средней зоне и сопротивления сдвигу в краевых зонах.

Рис. 4. Осадка армированного основания плиты
при циклическом нагружении

Основываясь на выдвинутой гипотезе о механизме сопротивления, условие несущей способности армированного грунтового основания записывается в виде

$$P \leq \operatorname{ctg} \varphi \cdot T + N_c, \quad (1)$$

где T – сопротивление армированного грунтового массива сдвигу; N_c – сопротивление армированного грунтового массива сжатию в средней части; φ – угол внутреннего трения армированного грунта.

Прочность армированного грунтового массива сдвигу в краевых зонах складывается из сопротивления изгибу армирующих элементов, пересекающих плоскость скольжения грунта, и сопротивления сжатию

грунта под армирующими элементами. В этом случае прочность краевых зон на сдвиг описывается уравнением

$$T = R_a + R_{гр}, \quad (2)$$

где R_a – сопротивление армирующего элемента изгибу; $R_{гр}$ – сопротивление грунта сжатию под армирующими элементами.

Усилие, воспринимаемое за счет нагельной работы армирующего элемента, напрямую зависит от условий совместного деформирования этого элемента с окружающим грунтом и их прочностных и деформационных характеристик. При этом армирующий элемент рассматривается как консольная балка, защемленная на уровне линии сдвига грунта основания. Деформирование армирующего элемента ниже линии сдвига определяется как для балки на упругом основании, для которой очень важными являются деформационные свойства основания. Одним из показателей этих свойств является коэффициент постели основания. Коэффициент постели грунтового основания под армирующим элементом зависит от диаметра армирующего элемента, модуля деформации грунта и уровня напряжений. Кроме того, названный коэффициент меняется по длине армирующего элемента.

При определении коэффициента постели грунтового основания под армирующим элементом используется выражение

$$K = \frac{q}{\int_{0,5d_a}^r \frac{2q \cdot d_a}{\pi \cdot r \cdot E_0} dr}, \quad (3)$$

где $q = Q_{сд}/d_a$; d_a – диаметр армирующего элемента; $Q_{сд}$ – сдвигающее усилие по плоскости сдвига; E_0 – модуль общих деформаций грунта.

Зона возникновения максимальных нормальных напряжений в армирующем элементе от изгиба находится на расстоянии L_x от плоскости сдвига (рис. 5). Это расстояние также является и зоной передачи усилий от армирующих элементов на грунт. Согласно решению задачи о полубесконечно длинном стержне в упругом полупространстве в восприятии силы, действующей на стержень, активное участие принимает только часть основания длиной L_x .

Рис. 5. Расчетная схема для определения несущей способности:
а – армированного основания; б – способности армирующего элемента

Длина зоны активного деформирования грунта имеет существенное значение при оценке несущей способности армирующего элемента и зависит от его геометрических и деформационных характеристик, коэффициента постели грунтового основания и определяется по формуле [1]

$$L_x = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_a \cdot I_a}{K \cdot d_a}}, \quad (4)$$

где E_a – модуль упругости материала армирующего элемента; I_a – момент инерции поперечного сечения армирующего элемента.

Если предположить, что напряжения в грунте под армирующим элементом распределяются по зоне L_x равномерно, то равнодействующую эпюры напряжений, т.е. усилие, воспринимаемое грунтовым основанием под армирующим элементом, можно определить по выражению

$$R_{гр} = q_{ult} \cdot L_x. \quad (5)$$

Величина q_{ult} для каждой зоны по длине плоскости сдвига определяется из выражения

$$q_{ult} = \sigma_{гр}(\varepsilon_{гр}) \cdot d_a. \quad (6)$$

Подставляя выражение (6) в выражение (5), можно получить

$$R_{гр} = \sigma_{гр}(\varepsilon_{гр}) d_a \cdot L_x, \quad (7)$$

где $\varepsilon_{\text{гр}}$ – объемные деформации грунта, соответствующие совместному деформированию грунта и армирующего элемента.

Предельную несущую способность грунта под армирующим элементом можно определить по пределу прочности в условиях объемного напряженного состояния, так как грунт под армирующим элементом работает в стесненных условиях, вследствие чего будет наблюдаться повышение сопротивления грунта сжатию.

Исходя из предложенной авторами модели деформирования грунта при трехосном сжатии [3, 4] и результатов экспериментальных исследований условие прочности грунта под армирующими элементами при циклическом нагружении в условиях трехосного сжатия представляется в виде

$$4 \cdot [\sigma_v(t) \cdot A_{sh} \cdot \cos \alpha_1(t) + \tau_v(t) \cdot A_{sh} \cdot \sin \alpha_1(t)] \geq \sigma_1 \cdot A_1. \quad (8)$$

При определении несущей способности армированного грунтового основания также необходимо обратить внимание на форму эпюры напряжений в грунте вдоль армирующего элемента. В реальных случаях данная эпюра отличается от прямоугольной, которая была принята изначально. В зависимости от стадии, в которой деформируется грунт, форма эпюры может быть различной. Это изменение учитывается введением коэффициента полноты эпюры ω , которая определяется по формуле

$$\omega = \frac{\int_0^{L_x} \sigma_{\text{гр}}(\varepsilon_{\text{гр}}) dL}{\sigma_{\text{гр}}^{\max}(\varepsilon_{\text{гр}}^{\max}) L_x}, \quad (9)$$

где $\sigma_{\text{гр}}^{\max}$ – максимальные напряжения, соответствующие предельным деформациям в грунте; $\varepsilon_{\text{гр}}^{\max}$ – предельные деформации в грунте.

Величина предельной сдвигающей силы, воспринимаемая армирующими элементами, определяется из уравнения равновесия моментов внешних и внутренних сил нагруженного сечения консольной балки, защемленной по линии сдвига грунта. Эта балка имитирует армирующий элемент в краевой зоне, пересекающий плоскость сдвига. При расчете принимается криволинейная эпюра погонных сжимающих напряжений в грунте под армирующим элементом с максимальным

значением $q \leq q_{ult}$ исходя из условий совместного деформирования армирующего элемента и грунта:

$$R(a) = 3 \frac{M_u}{L_x} n, \quad (10)$$

где $M_u = \frac{\sigma_a(\epsilon_a) \cdot A_a \cdot \omega_a}{4} d_a$ – предельный изгибающий момент, воспринимаемый армирующим элементом, пересекающим плоскость сдвига армированного массива; A_a – площадь поперечного сечения армирующего элемента; n – количество армирующих элементов, пересекающих плоскость сдвига; $\sigma_a(\epsilon_a)$ – функция напряжений в армирующем элементе, зависящая от совместных деформаций армирующего элемента ϵ_a и грунта под армирующим элементом ($\epsilon_{гр} = \epsilon_a$); ω_a – коэффициент полноты эпюры напряжений в поперечном сечении армирующего элемента.

Сопротивление армированного грунта сжатию в средней части определяется по формуле

$$N_c = (\sigma_u + \sigma_c) \sin \varphi \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot A_f + \sigma_a \cdot A_{ap} \cdot n_1, \quad (11)$$

где $(\sigma_u$ – предельные напряжения в грунте в условиях пространственного напряженного состояния, определяются исходя из уравнения (8); σ_c – давление связности, $\sigma_c = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$; A_{sh} – площадь поверхностей сдвига, м^2 ; A_f – площадь ядра сжатия, м^2 ; σ_a – напряжение в армирующем элементе; A_a – площадь поперечного сечения армирующих элементов, расположенных в ядре сжатия, м^2 ; n_1 – количество армирующих элементов в ядре сжатия.

Осадка армированного грунтового основания

Инженерные методы расчета должны включать элементы учета траектории нагружения основания, при этом рассматриваются не только особенности деформирования грунта, которые можно определить по компрессионным зависимостям, но и те, которые обусловлены пространственным состоянием грунта.

Предлагается инженерный метод расчета осадок армированных оснований, в основу которого положен метод послойного суммирования с учетом пространственного напряженно-деформируемого состояния армированного грунтового массива [3].

Общая осадка армированного основания определяется из выражения (рис. 6)

$$S = S_n + S_{aэ} + S_y, \quad (12)$$

где S_n – осадка грунтовой подушки; $S_{aэ}$ – осадка в пределах армированной зоны; S_y – осадка ниже зоны армирования.

Рис. 6. Схема для расчета осадки армированного вертикальными элементами грунтового основания при циклическом нагружении

Осадку грунтовой подушки определяют методом послойного суммирования с учетом ограничения сжимаемой толщи мощностью грунтовой подушки:

$$S_n = \frac{0,8 \sum_{i=1}^m \sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_{n,i}}{E_n}, \quad (13)$$

где $\Delta_{n,i}$ – толщина элементарного слоя в пределах грунтовой подушки; m – число элементарных слоев в пределах грунтовой подушки.

Методика определения осадки в пределах армированной зоны и ниже зоны армирования

Объемный модуль армированного грунтового массива определяется по формуле

$$K_{\text{вгр}}^{\text{экв}} = \left[\frac{K_{\text{вгр}}(V_{\text{гр}} - V_{\text{а}})(\gamma_{\text{ei}} + \gamma_{\text{mi}})}{V_{\text{гр}}} + \frac{(\gamma_{\text{ei}} + \gamma_{\text{mi}}) \sum f_i \cdot u_i \cdot l_i^{\text{аз}}}{\varepsilon_{\text{вгр}}^{\text{экв}}} \cdot \frac{\alpha_{\text{к}}}{V_{\text{гр}}} \right] \gamma_{\text{n}}, \quad (14)$$

где $K_{\text{вгр}}$ – объемный модуль деформации грунта в армированной зоне; $V_{\text{гр}}$ – объем грунта в армированной зоне; $V_{\text{а}}$ – объем армирующих элементов в армированной зоне; f_i – сопротивление трению между грунтом и армирующим элементом; u_i – периметр армирующего элемента; $\alpha_{\text{к}}$ – коэффициент, показывающий соотношение модулей деформации армирующего элемента и грунта; γ_{n} – коэффициент, учитывающий неупругие свойства армирующих материалов и грунтов; γ_{ei} , γ_{mi} – коэффициенты, учитывающие длину армирующих элементов и процент армирования в объеме грунта, соответственно:

$$\gamma_{\text{ei}} = 1,6 + 0,3 \frac{l_{\text{аз}}}{H_{\text{s}}}, \gamma_{\text{mi}} = 1,07 \frac{\mu_1 - \mu_i}{\mu_1}, \quad (15)$$

где $l_{\text{аз}}$ – длина армирующих элементов, м; H_{s} – высота сжимаемой толщи, м; μ_i – процент армирования грунтового основания; μ_1 – процент армирования при длине армирующих элементов, равной ширине подошвы штампа.

При расчете осадки армированного массива в пределах армированной зоны высота сжимаемой толщи принимается равной длине армирующих элементов. Высота сжимаемой толщи ниже зоны армирования определяется нормативной методикой:

$$H_{\text{s}} = Z; \sigma_z = 0,5\sigma_{\text{zg}}, \quad (16)$$

где H_{s} – мощность сжимаемой толщи, принимаемой на глубине Z ; σ_z – вертикальное нормальное напряжение на глубине Z от дополнительной нагрузки на основание по оси сооружения; σ_{zg} – вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта основания глубине Z .

Значения для эпюр дополнительных вертикальных напряжений по оси фундамента (квадратного штампа) на глубине Z можно определить по общепринятой нормативной методике. Значения горизонтальных составляющих напряжений по центральной оси могут быть определены из решений теории упругости. Следует отметить, что для цен-

тральной оси вертикальные и горизонтальные напряжения являются главными.

Зная компоненты вертикальных напряжений в различных точках основания можно определить среднее напряжение и интенсивность напряжений:

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}, \quad (17)$$

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}. \quad (18)$$

По значениям среднего напряжения и интенсивности напряжений определяем приращения инвариантов тензора деформаций – приращение объемной деформации и интенсивности деформаций.

Переход от инвариантов тензора деформаций к осевой деформации ε_z в случае расчета деформаций по центральной оси фундамента, учитывая совпадение осей главных напряжений и главных деформаций с центральной осью фундамента, можно осуществить при совпадении осей главных напряжений и деформаций с центральной осью штампа

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3; \quad \varepsilon_i = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3). \quad (19)$$

В иных случаях используем условие соосности тензоров приращений напряжений и деформаций:

$$\frac{\Delta(\varepsilon_x - \varepsilon_y)}{\Delta(\sigma_x - \sigma_y)} = \frac{\Delta(\varepsilon_y - \varepsilon_z)}{\Delta(\sigma_y - \sigma_z)} = \frac{\Delta(\varepsilon_z - \varepsilon_x)}{\Delta(\sigma_z - \sigma_x)} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma_i} = \chi. \quad (20)$$

Определяем условные модули, характеризующие переход из природного состояния основания в состояние после приложения местной нагрузки

$$K_v = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_v}, \quad G_v = \frac{\Delta\sigma_i}{3\Delta\varepsilon_i}, \quad (21)$$

Модули (21) могут быть представлены параметрами закона Гука в приращениях напряжений и деформаций для шага нагружения.

Тогда приращение осевой деформации полученное из закона Гука в приращениях:

$$\Delta \varepsilon_z = \frac{\Delta \sigma_z}{G_v} - \Delta \sigma \frac{3K_v - G_v}{3K_v \cdot G_v}, \quad (22)$$

Затем учитывается влияние неупругих деформаций. Для этого модули $K_v(t)$ и $G_v(t)$ представляются в виде

$$K_v(t) = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon_v + \Delta \varepsilon_v(t)}, G_v(t) = \frac{\Delta \sigma_i}{3(\Delta \varepsilon_i + \Delta \varepsilon_i(t))}. \quad (23)$$

где $\Delta \varepsilon_i(t) = \sigma_i \cdot K_\gamma(t, \tau)$; $\Delta \varepsilon_v(t) = \sigma \cdot K_v(t, \tau)$.

Полученные значения приращений деформаций для центральной оси и под угловой точкой являются следствием действия местной нагрузки как догружения основания, находящегося под действием начального напряженного состояния, обусловленного собственным весом грунта.

Осадка основания, разделенного на равные слои до условной глубины сжимаемой толщи, определяется следующим образом:

$$S_{a3} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{zi} \cdot h_i, S_{a3} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{zi} \cdot h_i. \quad (24)$$

Библиографический список

1. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Оценка прочности и деформативности армированных грунтовых оснований // Геотехника. – 2010. – № 4. – С. 58–67.
2. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Особенности деформирования глинистых грунтов при циклическом трехосном сжатии // Геотехника. – 2010. – № 6. – С. 64–67.
3. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Прогнозирование деформаций оснований фундаментов с учетом длительного нелинейного деформирования грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов». – 2011. – № 4. – С.16–23.
4. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Расчетная модель длительного нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии // Известия КГАСУ. – 2011. – № 2 (16). – С. 121–128.

References

1. Mirsayapov I.T., Popov A.O. Otsenka prochnosti i deformativnosti armirovannykh gruntovykh osnovaniy [Estimation of stability and deformability of reinforced ground bases]. *Geotechnical Engineering*, 2010, no. 4. pp. 58-67.
2. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Osobennosti deformirovaniya glinistyykh gruntov pri tsiklicheskom trekhosnom szhatii [The features of clay soil straining during cyclic triaxial compression]. *Geotechnical Engineering*, 2010, no. 6. pp. 64-67.
3. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Prognozirovaniye deformatsiy osnovaniy fundamentov s uchetom dlitelnogo nelinejnogo deformirovaniya gruntov [Prediction of deformations of foundation beds with a consideration of long-term nonlinear soil deformation]. *Osnovaniya, fundamenty i mehanika gruntov*, 2011, no. 4, pp.16-23.
4. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Raschetnaya model dlitelnogo nelinejnogo deformirovaniya glinistyykh gruntov pri slozhnom napryazhen-
nom sostoyanii [Designed model of long nonlinear deformation of clay soil in a complex stress state]. *Izvestiya Kazanskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta*, 2011, no. 2 (16), pp.121-128.

Об авторах

Мирсаяпов Илизар Талгатович (Казань, Россия) – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Основания, фундаменты, динамика сооружений и инженерная геология» Казанского государственного архитектурно-строительного университета (e-mail: mirsayapov1@mail.ru, mirsayapov@kgasu.ru).

Королева Ирина Владимировна (Казань, Россия) – кандидат технических наук, доцент кафедры «Основания, фундаменты, динамика сооружений и инженерная геология» Казанского государственного архитектурно-строительного университета (e-mail: prepod-irina@yandex.ru).

About the authors

Mirsayapov Ilizar Talgatovich (Kazan, Russia) – Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Bases, foundations, dynamics of buildings and engineering geology, Kazan State University of Ar-

chitecture and Engineering (e-mail: mirsayapov1@mail.ru, mirsayapov@kgasu.ru).

Koroleva Irina Vladimirovna (Kazan, Russia) – Ph.D. in Technical Sciences, Associate Professor, Department of Bases, foundations, dynamics of buildings and engineering geology, Kazan State University of Architecture and Engineering (e-mail: prepod-irina@yandex.ru).

Получено 31.03.2014