

Расчет несущей способности сваи для свайного поля малого шага
в просадочном грунте II типа: техника и результаты моделирования

А.И. Русаков

Алгоритм решения уравнения состояния ПТ. В разработанной методике состояние просадочной толщи описывается взаимозаменяемыми векторами $\vec{\tau}$, $\vec{\sigma}_z$, \vec{s}_{sl} , которые получают дискретизацией соответствующих функций $\tau(z)$, $\sigma_z(z)$, $s_{sl}(z)$. Точки дискретизации z_i величин τ , σ_z определяются разбиением просадочной толщи на подслои; точки дискретизации z'_i величины s_{sl} определяются опытной таблицей относительной просадочности $\varepsilon_{sl}(z'_i, p_j)$. Интегралы (7) и (14) в части 1 настоящей статьи [1] для перехода к дискретному виду уравнения состояния ПТ следует заменить конечными суммами, а само уравнение (4) превращается в систему алгебраических уравнений относительно неизвестных $\tau(z_i)$. При этом переход от точек z'_i к точкам z_i , необходимый для подстановки величины (9) в формулу (11) части 1, выполняется линейной интерполяцией.

Состояние ПТ устанавливается в 2 этапа. На 1 этапе назначается предварительный достаточно большой шаг СП L_{c0} и решается уравнение (4) части 1 статьи итерационным методом. Начальным решением для организации итерационного процесса служит состояние замоченной ПТ в отсутствии СП. Для второго этапа должно быть задано малое приращение, или вариация шага СП ΔL_c для последовательного уменьшения шага поля L_c от начального значения L_{c0} до требуемого проектного значения L_{c1} . Для текущего шага СП после очередного его уменьшения решается уравнение (4) части 1 путем минимизации невязки

$$\delta^2(L_c, \vec{\tau}) = \|\tau(z) - \tau_0(z), \hat{\sigma}_z \tau(z'), \hat{s}_{sl} \hat{\sigma}_z \tau(z')\|^2. \quad (1)$$

Здесь $\|\cdot\|$ — евклидова норма вектора; разность функций понимается как разность векторов, полученных дискретизацией этих функций. Минимизация выполняется по методу градиента. Начальным значением аргумента служит век-

тор $\vec{\tau}$, полученный решением уравнения состояния для предыдущего шага расчета, когда шаг СП был больше текущего на величину вариации.

Особенностью уравнений состояния после дискретизации является возможная их неразрешимость при малом шаге СП $L_c = 3D \div 4D$ (D — диаметр сваи). На практике это проявляется в невозможности обнулить невязку (1) выбором подходящего вектора $\vec{\tau}$. При росте числа точек дискретизации, когда уменьшается толщина подслоев и увеличивается число строк таблицы относительной просадочности, минимальная невязка уравнения состояния уменьшается. При достаточно большом числе точек дискретизации для шага СП $L_{c1} = 3D \div 4D$ обычно удается обеспечить малое значение относительной ошибки решения $\frac{\delta(L_{c1}, \vec{\tau})}{\|\vec{\tau}\|} \sim 0,02$.

Необходимость последовательной минимизации невязки при дрейфе параметра L_c определяется невозможностью минимизации от произвольной начальной точки $\vec{\tau}_{init}$ заданной целевой функции (1) из-за ее сложного вида. Для сходимости метода градиента начальная точка должна быть в окрестности минимума целевой функции, для чего применяется последовательная минимизация системы функций, заменяющих целевую [2].

Моделирование по методу конечных элементов свайного основания на просадочном грунте. Конечно-элементная модель (КЭ-модель) свайного основания позволяет определить параметр s_1 уравнения состояния ПТ и проверить результаты расчетов сил бокового трения грунта по свае. Далее решается первая из названных задач средствами программного комплекса ЛИРА 9.х.

Модель строится на грунтовом параллелепипеде вокруг выбранной сваи, ограниченном вертикальными плоскостями симметрии бесконечного СП. Плоскости располагаются посередине между свайными рядами и берутся ближайшими к выбранной свае. Граничные условия на узлах этих плоскостей обеспечивают невозможность перемещений по нормали к этим плоскостям и отсутствие поворота нормалей после деформации.

Свая моделируется стержневыми КЭ. Ствол сваи — цепь линейно-упругих стержней (сегментов), узлы которых расположены посередине между горизонтальными гранями объемных КЭ грунта. От каждого промежуточного уз-

ла ствола исходит вниз физически нелинейный стержневой КЭ, соединяющий этот узел с ближайшим узлом грунта. Этот КЭ — физически нелинейная стойка — моделирует боковое сопротивление грунта на участке ствола в пределах сегмента. Связь сегментов сваи с грунтом через стойки позволяет учесть при моделировании проскальзывание грунта вдоль ствола сваи — фактор, который важен при расчете бокового сопротивления [3]. Только нижний узел ствола есть узел грунта, т. е. проскальзывание в грунте нижнего конца сваи не допускается.

Стойка обеспечивает почти жесткую связь ствола с грунтом до величины внутренней продольной силы, равной величине предельной силы бокового сопротивления на протяжении сегмента ствола. Деформацию растяжения-сжатия, сопоставимую со взаимными перемещениями ствола и проскальзывающего по нему грунта, стойка испытывает при малом превышении предельной силы бокового сопротивления. Таким образом, работа стойки определяется диаграммой упруго-пластичного материала, близкой к диаграмме идеально-пластичного материала.

Замоченный просадочный грунт моделировался упругими объемными элементами с модулем упругости E_{sl} на данной глубине z , получаемым из опытной зависимости относительной просадочности от давления $\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{sl}(z, p)$ следующим образом. Рассматриваем незамоченный грунт как линейно-упругую среду с модулем деформации при естественной влажности $E_{еб}$. При замачивании наряду с упругой составляющей полной деформации появляется составляющая относительной просадочности, и для вертикальной деформации сжатия имеем:

$$\varepsilon_{\Sigma} = \psi_{еб} \sigma_z + \varepsilon_{sl}(z, \sigma_z); \quad \psi_{еб} \equiv \frac{1}{E_{еб}} \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu}. \quad (2)$$

Здесь $\psi_{еб}$ — характеристика податливости грунта при естественной влажности в условиях стесненного сжатия. Считая замоченный грунт упругим с модулем упругости E_{sl} , и вводя для него характеристику податливости ψ_{sl} , получаем:

$$\varepsilon_{\Sigma} = \psi_{sl} \sigma_z; \quad \psi_{sl} \equiv \frac{1}{E_{sl}} \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu}. \quad (3)$$

Равенства (2) и (3) дают уравнение относительно E_{sl} :

$$\Psi_{\text{ев}} \sigma_z + \varepsilon_{sl}(z, \sigma_z) = \Psi_{sl}(E_{sl}) \sigma_z,$$

решение которого имеет вид:

$$\frac{1}{E_{sl}} = \frac{\varepsilon_{sl}(z, \sigma_z)}{\sigma_z} \left(\frac{1-\nu - 2\nu^2}{1-\nu} \right)^{-1} + \frac{1}{E_{\text{ев}}}. \quad (4)$$

Ориентировочную величину вертикального давления на данной глубине σ_z вычисляем по СП 22.13330.2011 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений», п. 5.6.40.

Замечание. Модуль упругости E_{sl} можно уточнить. Чтобы учесть различие жесткости грунта при первичной нагрузке и разгрузке, можно воспользоваться выражением (6) и пояснением к гипотезе 3 работы [1] для обоснования следующей замены в формуле (2): $\Psi_{\text{ев}} \sigma_z \rightarrow \Psi_{\text{ев}} \sigma_{z1} + 0,2\Psi_{\text{ев}} (\sigma_z - \sigma_{z1})$. Формула (4) при этом приобретает вид:

$$\frac{1}{E_{sl}} = \frac{\varepsilon_{sl}(z, \sigma_z)}{0,8\sigma_{z1} + 0,2\sigma_z} \left(\frac{1-\nu - 2\nu^2}{1-\nu} \right)^{-1} + \frac{1}{E_{\text{ев}}}. \quad (5)$$

После определения параметра s_1 с помощью формулы (4) и решения уравнения состояния ПТ можно подставить в (5) давление $\sigma_z(z)$, полученное из этого уравнения, и уточнить s_1 . Однако это уточнение слабо влияет на оценку s_1 .

Разработанная модель свайного основания имеет 2 локальных загрузки, создающих НДС последовательно с малым шагом нагрузки:

1. Нагружение грунта и сваи собственным весом.
2. Нагружение верхнего узла сваи заданным перемещением — осадкой $s_{\text{и}}$.

Процессы реального деформирования грунта предполагают следующую этапность создания НДС:

1. Нагружение незамоченного грунта и ствола сваи весом (в т. ч. нагрузками, сжимающими ствол модельной сваи одинаково с грунтом, см. далее).
2. Расчетная осадка сваи.
3. Замачивание: деформационные характеристики просадочного слоя пошагово меняются до конечных значений, соответствующих опытной таблице относительной просадочности.

При моделировании этап 3 оказывается переставленным на 1 место, и адекватность модели основывается на гипотезе о независимости конечного состояния от порядка приложения нагрузок и изменения свойств материала. Эта гипотеза в данном случае может быть принята, поскольку рассматриваемая КЭ-модель является нелинейно-упругой. — В нелинейно-упругих системах внутренние силы являются консервативными и, следовательно, напряженное состояние однозначно определяется перемещениями в системе независимо от траектории их создания [4, i. 4.4].

Особенностью рассматриваемой модели является отсутствие деформаций до приложения нагрузок, тогда как в реальном свайном основании начальные деформации есть: сваи, погруженные в незамоченный грунт до возведения фундамента, практически недеформированы, тогда как грунт сжат собственным весом. Если не принять специальных мер, то в модели деформация грунта от собственного веса будет искажена растягивающими усилиями со стороны сваи.

Чтобы устранить фиктивное растяжение грунтовой толщи вблизи сваи, в весовом нагружении необходимо предусмотреть дополнительные нагрузки для сжатия сваи совместно со сжатием незамоченной грунтовой толщи. Для этого назначается дополнительный вес сваи из условия совпадения деформаций сваи и грунта под весовой нагрузкой и к нижнему узлу сваи прилагается нагрузка, направленная вверх и равная дополнительному весу сваи. Удельный дополнительный вес сваи γ_c устанавливается из условия

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_{ев}} \frac{1-\nu - 2\nu^2}{1-\nu} \gamma_{ев} z = \frac{\gamma_c z}{E_c},$$

что дает:

$$\gamma_c = \frac{E_c}{E_{ев}} \frac{1-\nu - 2\nu^2}{1-\nu} \gamma_{ев}.$$

Здесь E_c — модуль упругости материала сваи; индекс «ев» указывает на грунт естественной влажности; удельный вес грунта принят постоянным по высоте. Наряду с дополнительным весом к свае должна быть приложена нагрузка от веса материала сваи.

На рис. 1 показан разрез деформированной грунтовой толщи по результатам моделирования. На схеме отмечены физически-нелинейные стойки, через которые ствол сваи связан с грунтом. В данном расчете принято: высота

просадочных слоев 15 м; длина сваи 20 м; шаг СП 2 м; высота линейно-деформируемого слоя под условным фундаментом 5 м; осадка сваи 12 см. Размер конечного элемента грунта принят 0,25×0,25×0,5 м. Получена максимальная просадка грунта 14 см. В серии расчетов с подобными исходными данными получена осадка грунта в подошве условного фундамента между

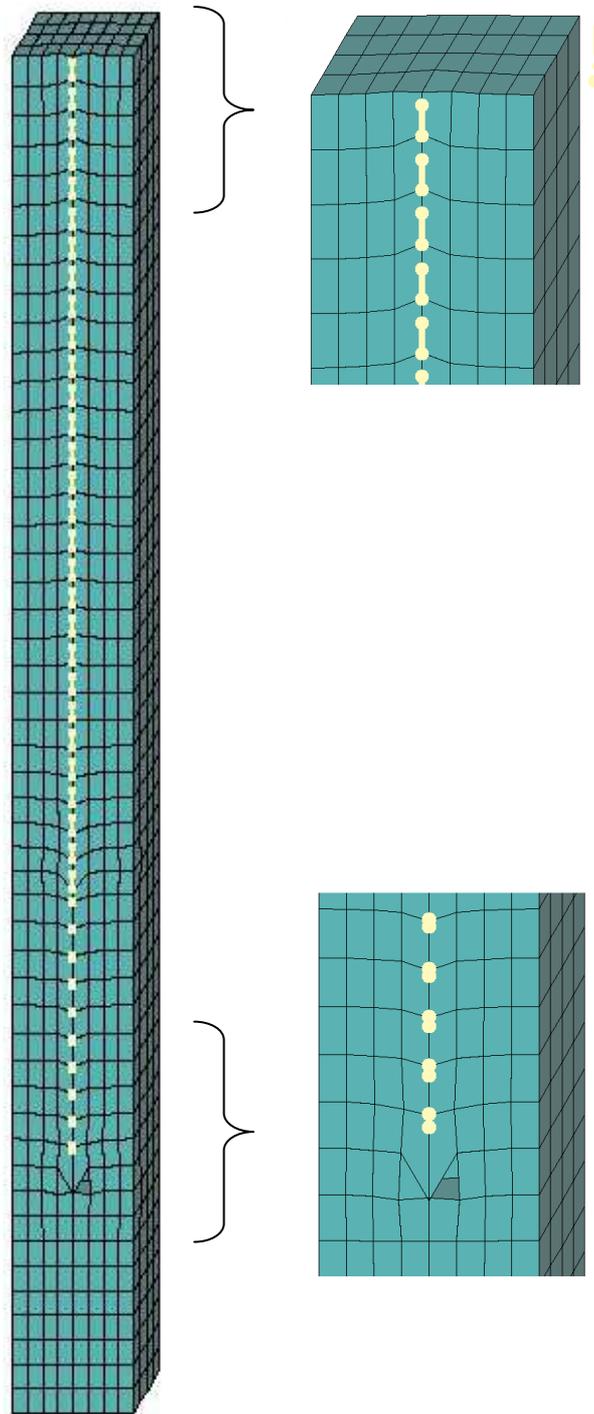


Рис. 1. Разрез деформированной грунтовой толщи (плоскость разреза содержит ось сваи)

сваями в пределах $s_1 = 0,4s_u \div 0,6s_u$. Для предварительных расчетов приемлемым значением параметра уравнения состояния ПТ будет $s_1 = 0,5s_u$.

Пример расчета НДС грунта и допускаемой нагрузки на сваю решением уравнения состояния ПТ. Для примера расчета взята площадка строительства в г. Ростове-на-Дону, на которой под почвенно-растительным слоем располагаются слои грунта ИГЭ-1—ИГЭ-3 — лессовидные суглинки, под ними — слой скифской глины ИГЭ-4. Слои ИГЭ-1, ИГЭ-2 просадочные, с просадкой от собственного веса при замачивании до 41 см. Нижняя граница просадочных грунтов прослеживается на глубинах 20—25 м. Рассматривается следующее конструктивное решение основания: поле из буровых свай на квадратной сетке с шагом 2 м; сваи бетонные длиной 28 м с диаметром ствола 0,63 м, уширением нижнего конца диаметром 1,3 м.

Результаты расчетов допускаемой нагрузки на сваю по СНиП 2.02.03-85 для выбранной в качестве примера скважины:

$$N = \frac{F_d}{1,4} - \gamma_c P_n = 2118 \text{ кПа} - 1380 \text{ кПа} = 738 \text{ кПа}.$$

Боковая составляющая несущей способности F_d составила

$$F_{d \text{ lat}} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i = 560 \text{ кПа}; \quad (6)$$

составляющая несущей способности F_d вследствие сопротивления опорного слоя составила

$$F_{d \text{ drag}} = \gamma_c \gamma_{cR} RA = 2406 \text{ кПа}.$$

На рис. 2, а показаны эпюры просадок, относительной просадочности и вертикального давления для рассмотренного случая. Просадка составила 41 см.

Результаты расчетов допускаемой нагрузки на сваю для той же скважины по методу решения уравнения состояния ПТ:

$$N = \frac{F_d}{1,4} - P_n = 1846 \text{ кПа} - 854 \text{ кПа} = 992 \text{ кПа}.$$

Здесь $P_n = u \sum \tau_i h_i$ — сила негативного трения, сумма берется по всем подслоям таким, что $\tau_i > 0$, τ_i вычисляются по формуле (11) работы [1]. Составляющие несущей способности F_d оказались следующими:

$$F_{d lat} = \gamma_c u \sum_{z_i > H_{sl}} \gamma_{cf} f_i h_i + \gamma_c u \sum_{\tau_i < 0} \gamma_{cf} |\tau_i| h_i = 363 + 246 = 609 \text{ кПа}; \quad (7)$$

$$F_{d drag} = 1977 \text{ кПа}.$$

Первая сумма в формуле (7) — составляющая силы бокового сопротивления в несущей толще. Она вычисляется так же, как составляющая (6), с теми отличиями, что суммирование ведется по всем слоям ниже ПТ (z_i — отметка середины подслоя), и вместо фактической используется конгруэнтная отметка котлована для подошвы ПТ (при $z = H_{sl}$). Вторая сумма — это составляющая силы бокового сопротивления в ПТ. Для ее вычисления используются распределенные нагрузки τ_i , полученные из уравнения состояния ПТ. Составляющая трения по боковой поверхности сваи $F_{d lat}$ изменилась мало.

«Лобовая» составляющая $F_{d drag}$ вычислялась с использованием табл. 7.8 СП 24.13330.2011 и конгруэнтной отметки котлована при $z = H_{sl}$. Ее величина уменьшилась вследствие уменьшения вертикального давления грунта между сваями на отметке нижнего конца свай. В целом расчетная нагрузка на сваю выросла за счет уменьшения силы негативного трения.

На рис. 2, б показаны эпюры тех же характеристик, что и на рис. 2, а, но с учетом взаимодействия ПТ со свайным полем. Точка перегиба А эпюры вертикального давления соответствует изменению знака силы трения по боковой поверхности сваи. Просадка в данном случае составила 16 см.

Расчеты показывают, что высота зоны сил трения τ , не достигающих предельных значений τ_{max} , составляет малую величину порядка 0,1l, т. е. погрешность оценки касательных сил функцией (10) работы [1] несущественно влияет на расчет искомых сил N и P_n .

Выводы. Учет взаимодействия ПТ со свайным полем малого шага возможен на основе построения и решения уравнения состояния (равновесия) ПТ. Распределение вертикального давления по высоте в замоченной просадочной толще при наличии СП малого шага под нагрузкой фундамента существенно отличается от распределения давления в случае одиночной сваи. Это приводит к уменьшению просадок и повышению расчетной нагрузки на сваю.

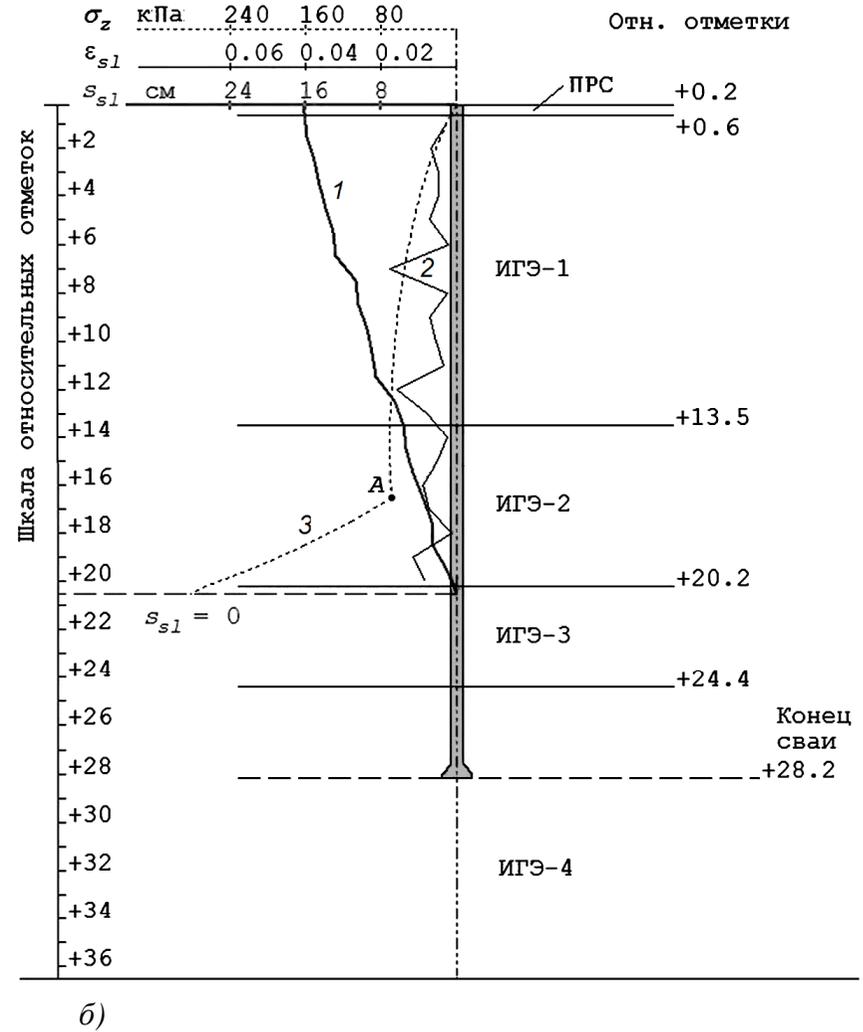
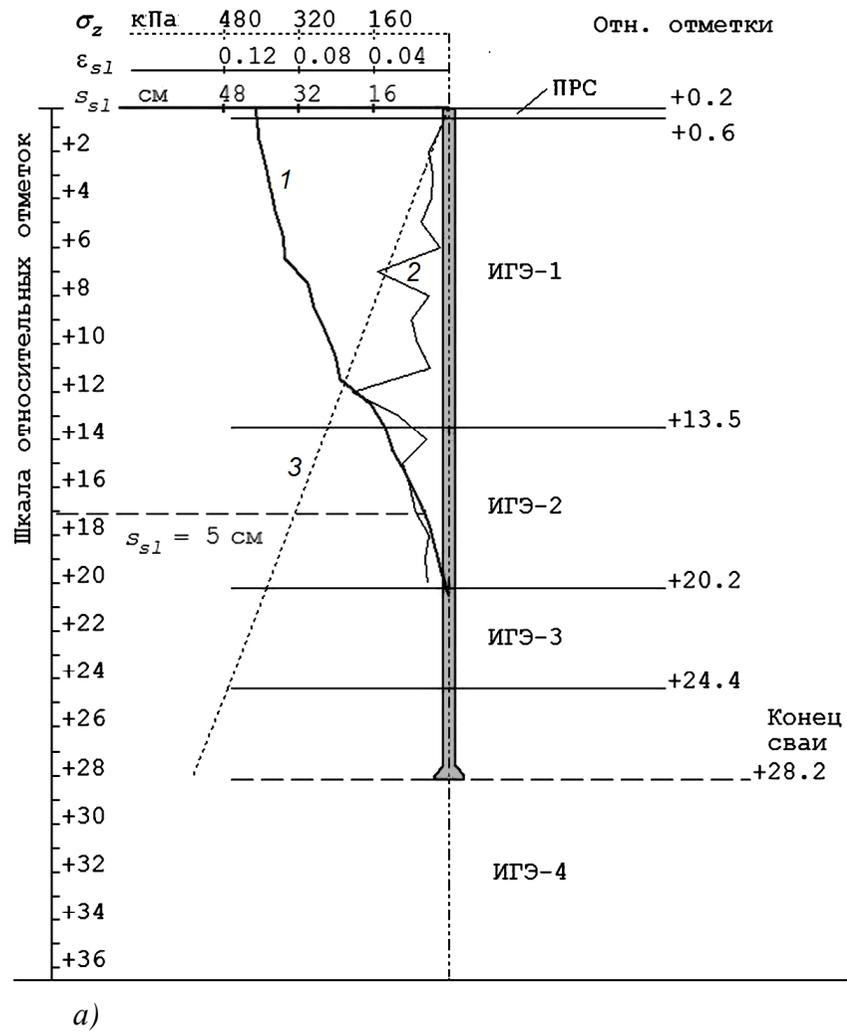


Рис. 2. Эпюры в просадочной толще: 1 — просадка s_{sl} ; 2 — относительная просадочность ϵ_{sl} ; 3 — вертикальное давление σ_z

ЛИТЕРАТУРА

1. Русаков А.И. Расчет несущей способности сваи для свайного поля малого шага в просадочном грунте II типа: теоретические основы метода // Пром. и гражд. стр-во. 2014. №10. С. 30–33.
2. Фиакко А., Мак-Кормик Г. Нелинейное программирование: методы последовательной безусловной минимизации. М.: Мир, 1972. 240 с.
3. Караулов А. М. Практический метод расчета вертикально армированного основания ленточных и отдельно стоящих фундаментов транспортных сооружений // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2012. № 2. С. 183–190.
4. ANSYS, Inc. Theory. Release 5.7. Edited by Peter Kohnke. ANSYS, Inc., Cansonsburg. 2001. 1264 p.