

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2023. Т. 25. № 5. С. 164–178.

ISSN 1607-1859 (для печатной версии)
ISSN 2310-0044 (для электронной версии)

Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo
arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta –
Journal of Construction and Architecture.
2023; 25 (5): 164–178.
Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-5-164-178

EDN: WZMFVU

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ РАЗНОУРОВНЕВОГО ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ, РАСПОЛОЖЕННОГО НА СКЛОНЕ

Сергей Васильевич Ющубе, Иван Иванович Подшивалов

*Томский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Томск, Россия*

Аннотация. *Актуальность.* При расчете многоэтажных зданий, относящихся к каркасным пространственным системам, необходим учет податливости фундаментов на естественном основании и выбор расчетной модели, наиболее полно отражающей конструктивную схему здания.

Приведены результаты моделирования напряженно-деформированного состояния разноразного основания и фундамента – плитного и свайного – многоэтажного здания, расположенного на склоне.

Целью работы являлось расчетное обоснование корректности использования модели линейного и нелинейного деформирования разноразного основания в плитном фундаменте и критерии перехода к свайному фундаменту в многоэтажном здании, расположенном на склоне.

Моделирование напряженно-деформированного состояния плитного и свайного фундаментов на разноразном основании многоэтажного здания, расположенного на склоне, выполнено в системе «основание – фундамент – здание» *методом конечных элементов* с использованием верифицированного программного комплекса MicroFe.

Результаты. При расчете разноразного основания по нелинейной модели Кулона – Мора условия второй группы предельных состояний по вертикальным перемещениям и крену не выполняются и применять плитный фундамент не рекомендуется. Таким образом, расчет плитного фундамента с использованием модели только линейно деформируемого основания становится недостаточным.

Особенностью работы свай при наличии бокового давления грунта является то, что контурные сваи, расположенные с противоположной стороны от склона, значительно перегружены по сравнению с остальными. Кроме того, в линейной постановке расчета продольные усилия в контурных сваях превышают допустимую расчетную нагрузку на сваи, в результате чего не выполняется условие по первой группе предельных состояний.

Выводы. Использование конструктивно нелинейной работы свай, когда ограничивается продольное усилие в свае величиной, равной допустимой расчетной нагрузке, позволяет обеспечить для свайного фундамента выполнение условий по первой и по второй группам предельных состояний.

Ключевые слова: здание, разноразное основание, фундамент, моделирование, расчетная модель, напряженно-деформированное состояние

Для цитирования: Ющубе С.В., Подшивалов И.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния разноуровневого основания и фундамента многоэтажного здания, расположенного на склоне // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2023. Т. 25. № 5. С. 164–178. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-4-164-178. EDN: WZMFVU

ORIGINAL ARTICLE

STRESS-STRAIN STATE MODEL OF SPLIT-LEVEL FOUNDATION OF MULTI-STOREY BUILDING ON A SLOPE

Sergei V. Yushchube, Ivan I. Podshivalov

Tomsk State University of Architecture and Building, Tomsk, Russia

Abstract. Purpose: The aim of the work is to provide a computational justification for the correct use of the linear/nonlinear deformation model of split-level foundation and criteria for transition to a pile foundation in a multi-storey building on a slope.

Methodology: The finite-element model of stress-strain state of slab and pile foundations of the multi-storey building on a slope is developed by using MicroFe software package.

Research findings: In calculating the split-level foundation using the Mohr-Coulomb criterion, the service limit state conditions in vertical displacements and slope are not satisfied, and it is not recommended to use the slab foundation. Thus, the slab foundation analysis with the use of only the linear deformable foundation model is insufficient. The pile operation in the presence of lateral earth pressure is characterized by the fact that the contour piles on the opposite slope side are significantly overloaded as compared with other piles. In addition, longitudinal forces of contour piles in the linear design, exceed the permissible calculated load on piles and the service limit state conditions are not thus satisfied.

Originality: The nonlinear pile operation, when the longitudinal force in the pile is limited by the value corresponding to the permissible design load, allows the pile foundation to meet the service limit state conditions.

Keywords: building, split-level foundation, modeling, design model, stress-strain state

For citation: Yushchube S.V., Podshivalov I.I. Stress-strain state model of split-level foundation of multi-storey building on a slope. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2023; 25 (5): 164–178. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-4-164-178. EDN: WZMFVU

При расчете многоэтажных зданий, которые относятся по конструктивной схеме к каркасным пространственным системам, учет податливости фундаментов на естественном основании весьма актуален [1]. Выбор расчетной модели, которая может наиболее полно отразить конструктивную схему здания, является одним из важнейших факторов при определении напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, фундаментов и оснований [2, 3, 4].

Модель линейно деформированного основания, в которой грунтовая среда представляется упругим материалом, основана на двух допущениях: осадка точки поверхности основания прямо пропорциональна величине нагрузки в этой точке; осадки распространяются за пределы площади нагружения [5, 6].

В соответствии с действующими нормами, предельное состояние по несущей способности свайных фундаментов наступает тогда, когда усилие хотя бы в одной свае превысит расчетную нагрузку, допускаемую на сваю [7]. При этом предельное состояние по деформациям еще, как правило, не наступило. В плитных фундаментах на естественном основании ситуация противоположная – допускается появление зон предельного состояния, в которых возникают упругопластические деформации [8]. При этом в целом необходимо обеспечить несущую способность основания по первой группе предельных состояний. В этом случае определяющим является выполнение условий по второй группе предельных состояний по деформациям и перемещениям основания.

Расчетным путем было установлено, что если в основании под фундаментной плитой нагрузка от здания соответствует вертикальным природным напряжениям на уровне подошвы фундаментной плиты, то развитие упругопластических деформаций в основании происходит в контурной зоне фундаментной плиты [9, 10].

Для более точного расчета деформаций оснований можно использовать модели, учитывающие нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями, в которых при вводе физико-механических характеристик грунтов можно учесть нелинейный характер деформирования основания [11, 12]. В этом случае критерий предельного состояния может быть представлен в виде поверхности трех главных напряжений, например, предельная поверхность, определяемая критерием Кулона – Мора.

В многоэтажных зданиях использование плитного фундамента, как правило, приводит к невыполнению условий по второй группе предельных состояний по деформациям и перемещениям основания [13]. В этом случае целесообразно устраивать под плитой фундамента свайное основание – свайный или свайно-плитный фундамент [14].

Расчет свайного или свайно-плитного фундамента должен моделировать поведение каждой сваи [15]. Кроме того, необходимо учитывать взаимодействие свай между собой в свайном поле и с грунтом, перегруженность контурных свай относительно внутренних свай.

ПВК MicroFe позволяет моделировать неупругие свойства грунта по теории прочности Кулона – Мора или по «шатровой» модели работы грунта Cam-Clay, учитывать конструктивно нелинейную работу перегруженных контурных свай, реализовать конечно-элементное моделирование системы «основание – фундамент – здание» в одной модели [16].

Рассматриваемая площадка строительства приурочена к пойме р. Томи с абсолютными отметками 77–79 м. В геологическом строении исследованной площадки до глубины 21,0–25,0 м принимают участие аллювиальные отложения верхне- и среднечетвертичного возраста. С поверхности аллювиальная грунтовая толща перекрыта современными насыпными грунтами.

В пределах исследованной площадки до изученной глубины 30 м пространственная модель грунтового основания «здание – геологическая среда» составлена (сверху вниз) в виде трех инженерно-геологических элементов (ИГЭ) – рис. 1, таблица:

– ИГЭ-304 – суглинок аллювиальный мягкопластичный;

- ИГЭ-406 – супесь аллювиальная пластичной консистенции;
- ИГЭ-656 – гравийный грунт аллювиальный с супесчаным заполнителем до 40 %.

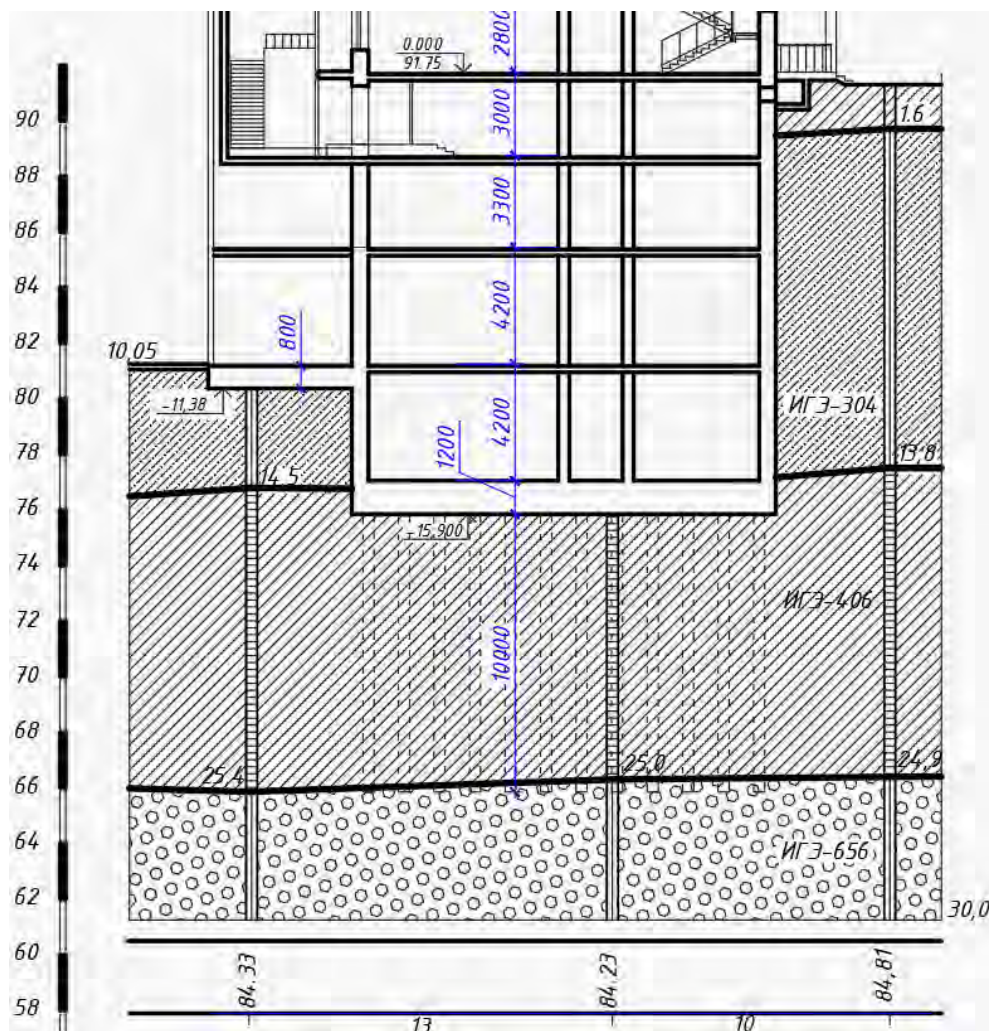


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез площадки здания с посадкой плитного и свайного (штрихпунктир) фундаментов

Fig. 1. Geotechnical cross-section of building site with slab and pile foundations (dashed lines)

Рассматриваемое 22-этажное каркасное здание прямоугольной формы в плане имеет размеры по габаритным осям $49,92 \times 14,48$ м, высоту 70,2 м, подвал, двухэтажную стилобатную часть под магазины и офисные помещения в цокольной части здания, систему монолитных железобетонных пилонов и диафрагм жесткости, а также лифтовых шахт и лестничных клеток, являющихся ядрами жесткости каркаса. Пилоны Т, Г-образного и прямоугольного сечений имеют различную длину при одной толщине – 250 мм.

Диафрагмы жесткости и плиты перекрытий устроены толщиной 250 и 200 мм соответственно. Фундамент – плоская монолитная фундаментная плита (МФП) толщиной 120 см на естественном основании в плитном фундаменте и на забивных железобетонных сваях сечением 40×40 см и длиной 10 м в свайном фундаменте. Сопряжение свай с МФП жесткое. Класс бетона монолитных железобетонных конструкций В30.

Основные физико-механические характеристики грунтов

Main physical and mechanical properties of soil

№ п/п	ИГЭ	Грунт	Мощность слоя, м	Характеристики грунтов			
				Плотность, г/см ³	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, град	Модуль деформации, МПа
1	ИГЭ-304	Суглинок аллювиальный мягкопластичный	4,5–12,2	2,01	22,0	20,0	13,0
2	ИГЭ-406	Супесь аллювиальная пластичной консистенции	9,9–11,1	1,84	14,0	24,0	21,0
3	ИГЭ-656	Гравийный грунт аллювиальный с супесчаным заполнителем до 40 %	Более 5,5	1,76	2,0	38,0	50,0

Наружные стены подземной части выполнены из монолитного железобетона толщиной 400 мм, наружные стены надземной части, самонесущие «на один этаж», устроены из газобетонных блоков толщиной 200 мм с утепленным вентилируемым фасадом.

В расчетной модели железобетонные монолитные стены, пилоны, диафрагмы жесткости, диски перекрытий и покрытия, МФП моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», сваи – конечным элементом типа «стержень». Грунтовое основание под МФП принималось в виде трехслойного основания из объемных конечных элементов с послойным заданием модуля деформаций и коэффициента Пуассона при использовании линейной модели работы основания. При нелинейном расчете основания по модели Кулона – Мора задавались следующие параметры: модуль деформаций; коэффициент Пуассона; плотность; сцепление; угол внутреннего трения; угол делатансии (принят равным 2°); коэффициент всестороннего сжатия (принят равным нулю). Расчетная модель и ее визуализация приведены на рис. 2. Горизонтальная составляющая давления грунта на боковую поверхность наружных продольных стен подземной части многоэтажного здания составила: со стороны склона $P_{x1} = 70192,5$ кН; с противоположной стороны на стену подвала $P_{x2} = 20055$ кН.

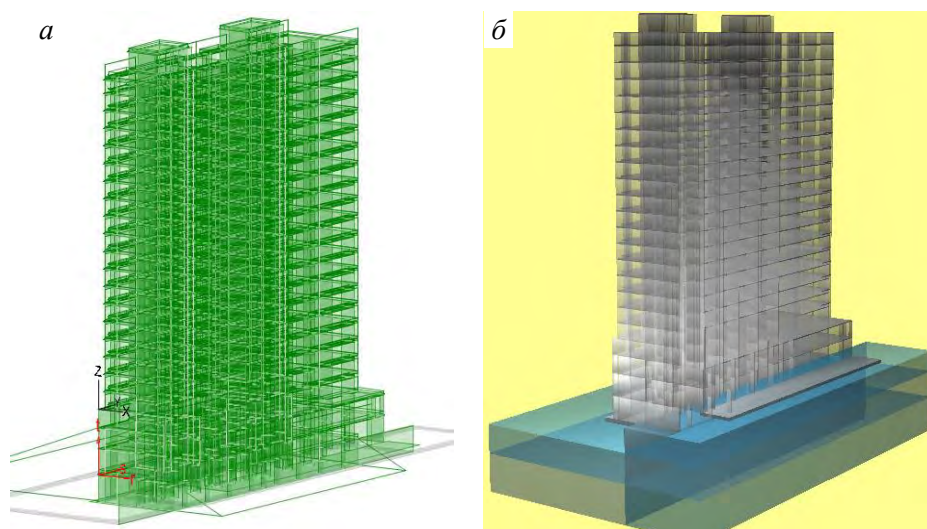


Рис. 2. Расчетная модель здания (а) и ее визуализация (б)
Fig. 2. Design model of building (a) and its visualization (b)

Расчет выполнялся с использованием четырех расчетных схем:

- расчетная схема № 1 – с плитным фундаментом при линейной работе грунтового основания;
- расчетная схема № 2 – с плитным фундаментом при нелинейной работе грунтового основания по модели Кулона – Мора. При расчете с учетом неупругой работы грунта на первом этапе моделируется напряженно-деформированное состояние основания нагрузкой от собственного веса грунта, затем на втором этапе моделируется напряженно-деформированное состояние основания нагрузкой от здания;
- расчетная схема № 3 – со свайным фундаментом при линейной работе грунтового основания;
- расчетная схема № 4 – со свайным фундаментом при линейной работе грунтового основания и конструктивно нелинейной работе свай.

Напряженное состояние

Расчетная схема № 1. В плитном фундаменте при линейном деформировании основания получены следующие значения нормальных напряжений (далее – напряжения) в грунте по характерным сечениям (рис. 3):

- в горизонтальном сечении XY на уровне подошвы нижней МФП наибольшие сжимающие вертикальные напряжения возникли в угловых зонах $\sigma_z \text{ уг.} = -598 \dots -1128 \text{ кН/м}^2$ и в контурной зоне $\sigma_z \text{ кон.} = -333 \dots -598 \text{ кН/м}^2$. Внутри контура сжимающие вертикальные напряжения имеют меньшие значения и составляют $\sigma_z \text{ вн.} = -200 \dots -333 \text{ кН/м}^2$;
- в вертикальном сечении ZX с увеличением глубины сжимаемой толщи грунтового основания наблюдается перераспределение наибольших сжимающих напряжений с угловых и контурной зон внутрь грунтового массива до величины $\sigma_z \text{ вн. гл.} = -286 \text{ кН/м}^2$.

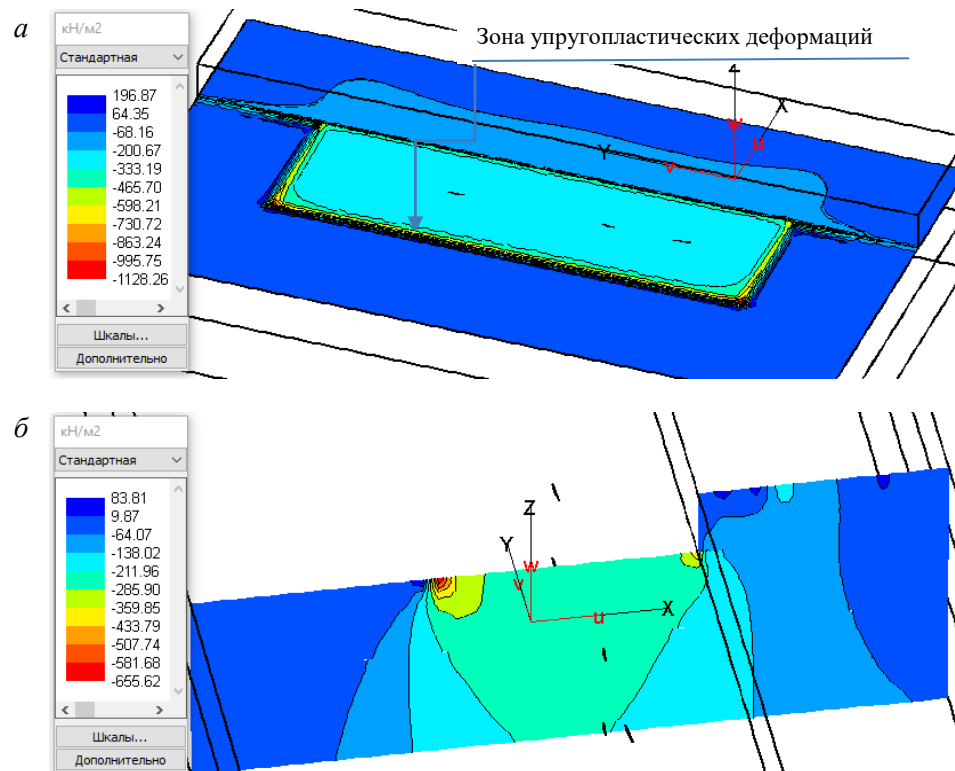


Рис. 3. Изополя вертикальных напряжений в грунте в расчетной схеме № 1:
 а – в горизонтальном сечении XY в уровне подошвы нижней МФП; б – в вертикальном сечении ZX

Fig. 3. Vertical stress isofields in soil in design model 1:
 а – horizontal section XY at the bottom level; б – vertical section ZX

Среднее значение отпора грунта под подошвой нижней МФП можно найти из отношения вертикальной нагрузки от здания, полученной в статическом расчете, к площади нижней МФП – $\sigma_z = P/S = 321308/723 = 444 \text{ кН/м}^2$. В подстилающем слое нижней МФП залегает ИГЭ-304 – суглинок аллювиальный мягкопластичный, у которого расчетное сопротивление равно $R = 433 \text{ кН/м}^2$. Так как $\sigma_z = 444 \text{ кН/м}^2 > R = 433 \text{ кН/м}^2$, то в угловых и в контурной зонах основания под нижней МФП появляются упругопластические деформации грунта.

Расчетная схема № 2. В плитном фундаменте при нелинейном деформировании основания по модели Кулона – Мора получены следующие значения напряжений в грунте по характерным сечениям (рис. 4):

– в горизонтальном сечении XY на уровне подошвы нижней МФП наибольшие сжимающие вертикальные напряжения возникли в угловых и в контурной зонах в вертикальном сечении, соединяющем разноуровневые основания, – σ_z уг. вн. = $-820 \dots -919 \text{ кН/м}^2$ и σ_z кон. нар. = $-524 \dots -820 \text{ кН/м}^2$, соответственно, в контурной зоне с противоположной стороны σ_z кон. вн. = $-326 \dots -524 \text{ кН/м}^2$. Внутри контура сжимающие вертикальные напряжения имеют меньшие значения σ_z вн. = $-129 \dots -326 \text{ кН/м}^2$. По сравнению с линейной

работой грунта пиковые сжимающие напряжения уменьшились в угловых зонах на 19 %, в контурной зоне – на 12 %. При этом внутри контура значения сжимающих вертикальных напряжений незначительно изменились;

– в вертикальном сечении ZX с увеличением глубины сжимаемой толщи основания также наблюдается перераспределение наибольших сжимающих напряжений с контурной зоны внутрь грунтового массива до величины $\sigma_z \text{ вн.} = -606 \text{ кН/м}^2$, значения которых, по сравнению с линейно деформируемым грунтом, увеличились в 2,1 раза (в том числе и за счет учета собственного веса грунта в нелинейной модели Кулона – Мора).

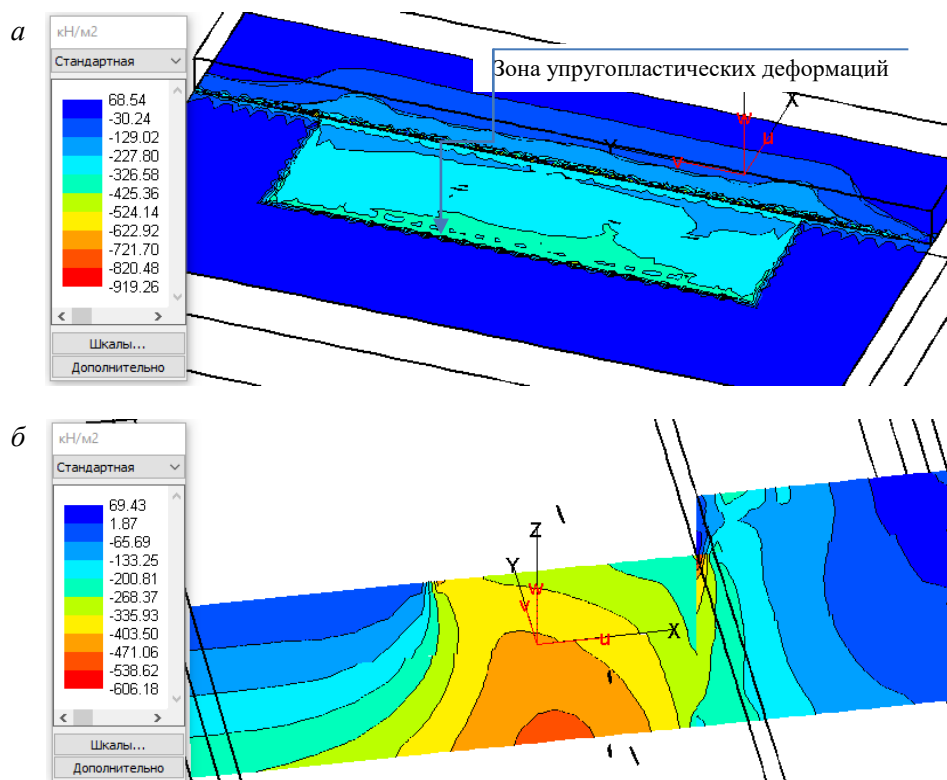


Рис. 4. Изополя вертикальных напряжений в грунте в расчетной схеме № 2:
а – в горизонтальном сечении XY в уровне подошвы нижней МФП; б – в вертикальном сечении ZX

Fig. 4. Vertical stress isofields in soil in design model 2:
а – horizontal section XY at the bottom level; б – vertical section ZX

Расчетная схема № 3. Для исключения упругопластических деформаций грунта в контурной зоне нижней МФП можно устроить свайное основание под нижней МФП из свай сечением 40×40 см и длиной 10 м, работающих в линейно деформируемом основании (рис. 5). Параметры свай обусловлены наличием больших горизонтальных сдвигающих сил, возникающих от давления грунта на поверхность наружных продольных стен, контактирующих с грунтом, и условием обеспечения прочности свай по материалу. В этом слу-

чае наибольшая поперечная сила в оголовках свай от давления грунта склона составила $Q_x = 16,2$ кН. Для сравнения наибольшая поперечная сила в оголовках свай с противоположной стороны от склона была равна $Q_y = 11,0$ кН.

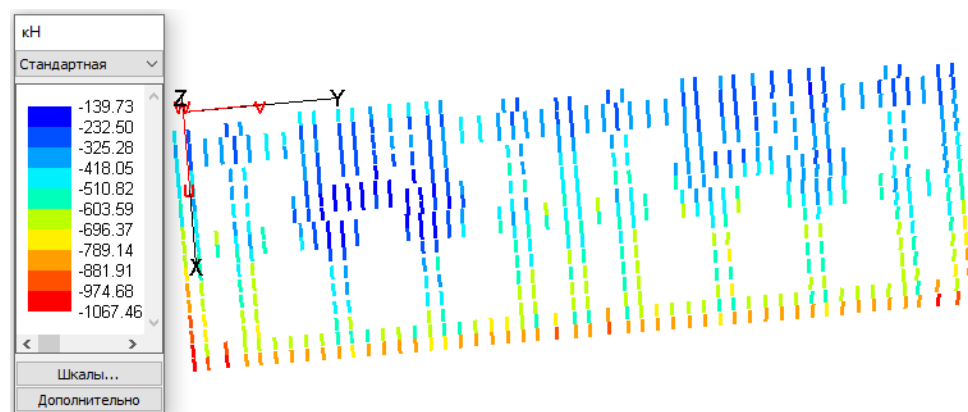


Рис. 5. Изополя продольных усилий в сваях в расчетной схеме № 3

Fig. 5. Longitudinal stress isofields in slabs in design model 3

Анализ полученных результатов позволил установить, что наибольшие значения продольных усилий появились в угловых сваях $N_{\text{уг.св}} = 1067$ кН и в контурных сваях $N_{\text{конт.св}} = 975$ кН с противоположной стороны от склона. При этом продольные усилия в угловых и контурных сваях превышают допускаемую расчетную нагрузку на сваи $N_p = 844$ кН. Следует отметить, что в случае превышения допускаемой расчетной нагрузки на сваю скорость осадки сваи увеличивается, свая становится более податливой и теряет способность воспринимать нагрузку, превышающую расчетную величину, в системе «плита – свая». В результате происходит перераспределение усилий между сваями.

Расчетная схема № 4. Поскольку продольные усилия в угловых и контурных сваях превысили допускаемую расчетную нагрузку $N_p = 844$ кН, то за счет возможности проскальзывания свай в грунте происходит перераспределение усилий, и они работают по конструктивно нелинейной схеме, которая реализуется в программе с помощью двух опций:

- односторонние шарниры в виде связей обеспечивают совместную работу свай с грунтом по боковой поверхности и под пятой, допускают возможность проскальзывания свай в грунте;

- односторонние опоры передают нагрузку только на сваи.

Принятые односторонние связи допускают вертикальные перемещения свай только вниз. В случае превышения величины допускаемой расчетной нагрузки на сваи меняется жесткость этих односторонних связей, после чего расчет проводится для новой схемы. По протоколу статического анализа было выполнено пять нелинейных итераций при точности 0,001.

При работе свай по конструктивно нелинейной схеме наибольшие значения продольных усилий во всех сваях не превысили величину допускаемой расчетной нагрузки $N_p = 844$ кН (рис. 6).

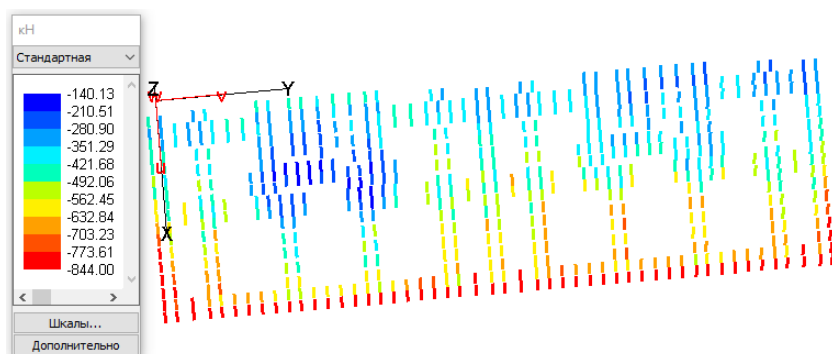


Рис. 6. Изополя продольных усилий в сваях в расчетной схеме № 4
Fig. 6. Longitudinal stress isofields in slabs in design model 4

Деформированное состояние

Расчетная схема № 1. В плитном фундаменте при линейном деформировании основания максимальные вертикальные перемещения грунта на уровне подошвы нижней МФП составили $f_{\max} = 115$ мм (рис. 7, а), что меньше предельно допустимых значений осадок основания для рассматриваемого типа зданий $S_u^{\max} = 180$ мм.

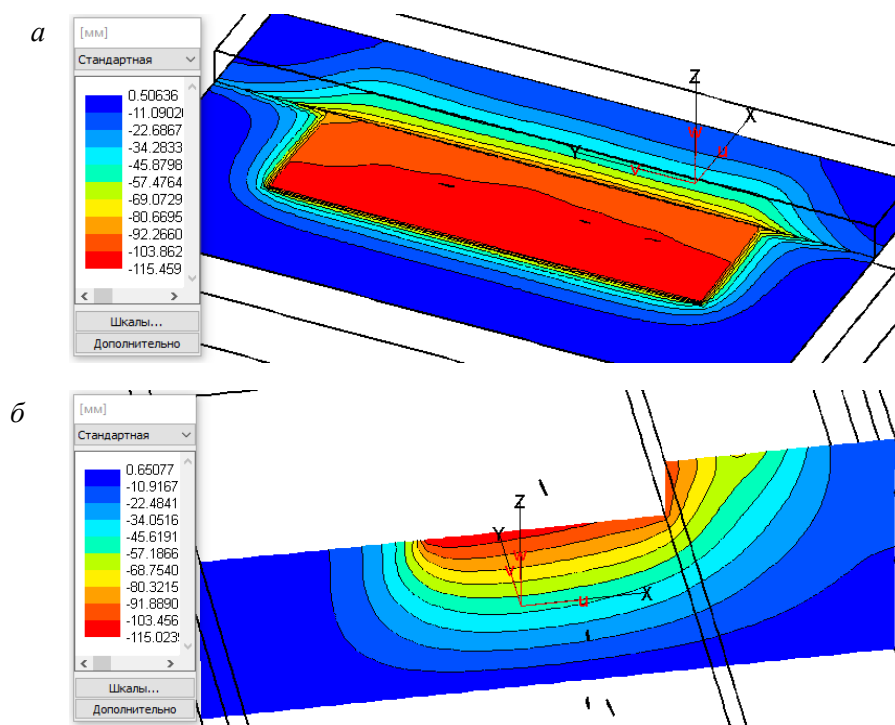


Рис. 7. Изополя вертикальных перемещений основания в расчетной схеме № 1:

а – в сечении XY под подошвой нижней МФП; б – в сечении ZX

Fig. 7. Vertical displacement isofields of foundation in design model 1:

а – section XY under bottom slab sole; б – section ZX

В центральной части основания, в так называемой воронке оседания, с увеличением глубины сжимаемой толщи наибольшие вертикальные перемещения грунта под подошвой МФП с максимальных значений $f_{\max} = 115$ мм снижаются практически до нуля на отм. -25.000 (рис. 7, б).

Относительная разность вертикальных перемещений основания составила $(115,0-103,5)/9560 = 0,001$ и не превышает предельного значения разности осадок $(\Delta/L)_u = 0,003$.

Расчетная схема №2. В плитном фундаменте при нелинейном деформировании основания максимальные вертикальные перемещения грунта на уровне подошвы МФП увеличились до значения $f_{\max} = 295$ мм (рис. 8, а) и превысили предельные значения осадок основания $S_u^{\max} = 180$ мм.

В центральной части основания с увеличением глубины сжимаемой толщи наибольшие вертикальные перемещения грунта под подошвой МФП с максимальных значений $f_{\max} = 295$ мм снижаются до 27 мм на отм. -25.000 (рис. 8, б).

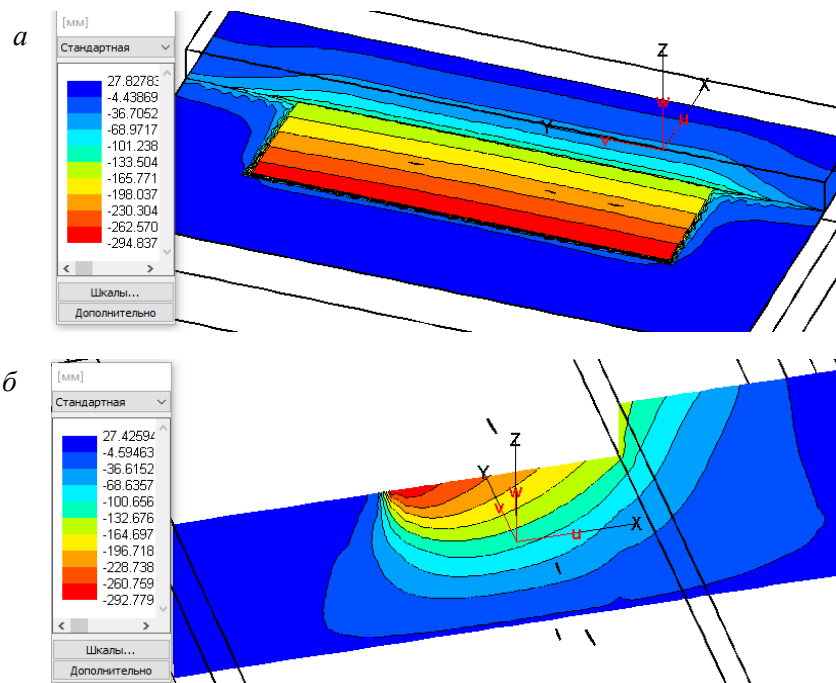


Рис. 8. Изополя вертикальных перемещений основания в расчетной схеме № 2:

а – в сечении XY под подошвой нижней МФП; б – в сечении ZX

Fig. 8. Vertical displacement isofields of foundation in design model 2:

а – section XY under bottom slab sole; б – section ZX

Относительная разность вертикальных перемещений основания составила $(292,7-132,6)/14480 = 0,01$ и более, что на порядок превышает предельное значение разности осадок $(\Delta/L)_u = 0,003$.

Расчетная схема № 3. В случае перехода от плитного фундамента к свайному при линейном деформировании основания максимальные вертикальные

перемещения свай значительно уменьшились и составили $f_{\max} = 48,4$ мм (рис. 9) и не превысили предельных значений осадок основания $S_u^{\max} = 180$ мм.

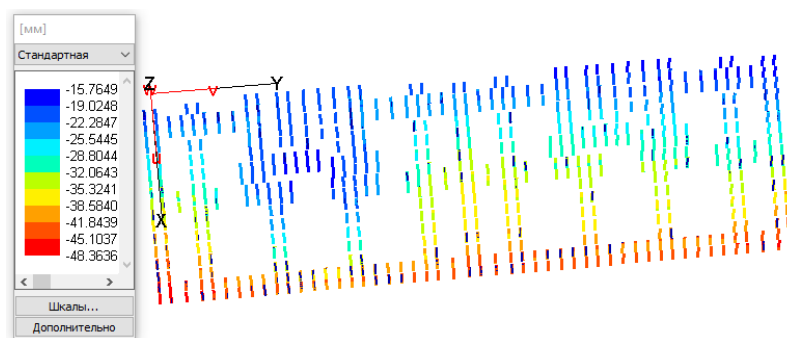


Рис. 9. Изополя вертикальных перемещений свай в расчетной схеме № 3
Fig. 9. Vertical displacement isofields in slabs in design model 3

Относительная разность вертикальных перемещений свай составила $(48,4 - 22,2)/14480 = 0,002$ и не превышает предельно допустимую разность осадок $(\Delta/L)_u = 0,003$.

Расчетная схема № 4. В свайном фундаменте при линейном деформировании основания и конструктивно нелинейной работе свай максимальные вертикальные перемещения свай немного увеличились и составили $f_{\max} = 49,1$ мм (рис. 10) и при этом также не превысили предельно допустимых значений осадок основания $S_u^{\max} = 180$ мм.

Относительная разность вертикальных перемещений свай составила $(49,1 - 19,0)/14480 = 0,002$, что не превышает предельную величину разности осадок $(\Delta/L)_u = 0,003$.

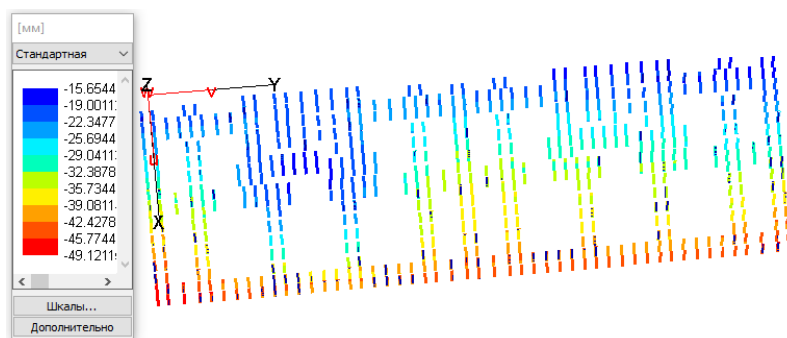


Рис. 10. Изополя вертикальных перемещений свай в расчетной схеме № 4
Fig. 10. Vertical displacement isofields in slabs in design model 4

В заключение можно отметить, что при использовании плитного фундамента распределение нормальных напряжений при моделировании линейно/нелинейно деформируемого основания в целом показало качественное совпадение результатов, когда по контуру МФП возникла классическая зона упругопластического деформирования грунта.

Нормы проектирования допускают наличие в контурной области МФП зоны упругопластического состояния грунта при условии обеспечения несущей способности основания в целом. В этом случае определяющим является выполнение условий по второй группе предельных состояний по деформациям и перемещениям основания.

Расчеты показали, что в линейно деформируемом основании плитного фундамента значения абсолютных и относительной разности вертикальных перемещений соответствуют условиям по второй группе предельных состояний.

Однако при работе основания по нелинейной модели Кулона – Мора условия по второй группе предельных состояний – по вертикальным перемещениям и по крену – не выполняются, и применять плитный фундамент не рекомендуется. Таким образом, при расчете плитного фундамента использование модели только линейно деформируемого основания оказывается недостаточным.

Для исключения зон упругопластических деформаций грунта в контурной области МФП, приводящих к невыполнению условий по второй группе предельных состояний, рекомендуется перейти на свайный фундамент, когда основанием МФП служит свайное поле. Однако в этом случае в контурных сваях появляются большие усилия и необходимо обеспечить условие прочности свай по материалу.

Особенностью работы свай при давлении грунта со стороны склона является значительная перегрузка контурных свай, расположенных с противоположной стороны от склона, по сравнению с остальными сваями. Кроме того, продольные усилия в контурных сваях существенно превышают допускаемую расчетную нагрузку на сваи, в результате чего не выполняется условие по первой группе предельных состояний.

Использование конструктивно нелинейной работы свай, когда ограничивается продольное усилие в сваях величиной допускаемой расчетной нагрузки, позволяет обеспечить выполнение условий для свайного фундамента по первой и второй группам предельных состояний.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Шашкин К.Г.* Расчет напряженно-деформированного состояния основания фундаментов и здания с учетом их взаимодействия // Реконструкция городов и геотехническое строительство : Интернет-журнал. 2001. № 4 С. 6. URL: <http://georeconstruction.net/journals/04/19/19.htm> (дата обращения: 06.07.2023).
2. *Шулятьев О.А.* Основания и фундаменты высотных зданий : монография. Москва : Издательский дом «АСВ», 2016. 392 с. ISBN 978-54323-0163-5.
3. *Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Кузнецов Е.Н.* О современных проблемах расчета высотных зданий из монолитного железобетона // Бетон и железобетон – пути развития : научн. тр. II Всерос. (Междунар.) конф. В пяти книгах. Т. 1. Пленарные доклады. Москва, 2005. С. 149–166.
4. *Лушников В.В.* Использование мирового опыта при проектировании и строительстве фундаментов высотных зданий с учетом геологических условий Екатеринбурга // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 2009. № 1. С. 76–82.
5. *Алексеев С.И., Камаев В.С.* Учет жесткостных параметров зданий при расчетах оснований и фундаментов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2007. № 3. С. 165–172.
6. *Михайлов В.С., Теплых А.В.* Учет характерных особенностей различных моделей основания при расчете взаимного влияния зданий на больших фундаментных плитах с ис-

- пользованием расчетно-аналитической системы SCAD Office // Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений : VI Международный симпозиум. Владивосток, 2016. С. 133–134.
7. Шулятьев О.А. Геотехнические особенности проектирования высотных зданий в Москве // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 10. С. 17–25. EDN: WWMTJF
 8. Крыжановский А.Л., Рубцов О.И. Вопросы надежности проектного решения фундаментных плит высотных зданий // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 191–198.
 9. Орехов В.В., Зарецкий Ю.К., Кельман М.И. Расчет взаимодействия плитного фундамента с грунтовым основанием с учетом жесткости верхнего строения // Вестник МГСУ. 2008. № 2. С. 15–17.
 10. Зарецкий Ю.К., Карабаев М.И. Влияние последовательности возведения близко расположенных высотных зданий на осадки и крен фундаментных плит // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 50–56.
 11. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Расчет фундаментных плит в пространственной постановке с учетом нелинейных деформаций основания // Реконструкция городов и геотехническое строительство : Интернет-журнал. 2000. № 3. URL : <http://georeconstruction.net/journals/03/20/20.htm> (дата обращения: 20.04.2023).
 12. Кудрявцев С.А., Склярова К.М. Натурные наблюдения и численное моделирование строительства высотного здания на плитном фундаменте в г. Хабаровске // Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. 2013. № 2 (38). С. 86–91.
 13. Юсубе С.В., Подшивалов И.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния основания кирпичного здания повышенной этажности на монолитной фундаментной плите // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2021. Т. 23. № 2. С. 118–132. DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-2-118-132. EDN: DIFUTE
 14. Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франфурта-на-Майне. Случаи из практики // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 80–99.
 15. Шулятьев О.А. Фундаменты высотных зданий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2014. № 4. С. 202–244.
 16. Юсубе С.В., Подшивалов И.И., Филиппович А.А., Тряпичин А.Е. Моделирование напряженно-деформированного состояния кирпичного здания повышенной этажности на свайном фундаменте // Вестник гражданских инженеров. 2018. № 4 (69). С. 72–77. DOI: 10.23968/1999-5571-2018-15-4-72-77

REFERENCES

1. Shashkin K.G. Stress-strain state analysis of foundations and building interaction. 2001; (4): 6. Available: <http://georeconstruction.net/journals/04/19/19.htm> (accessed July 6, 2023). (In Russian)
2. Shulyatyev O.A. Foundations of high-rise buildings. Moscow, 2016. 392 p. (In Russian)
3. Karpenko N.I., Karpenko S.N., Kuznetsov E.N. Modern problems of high-rise buildings made of monolithic reinforced concrete. In: *Proc. 2nd All-Russian Conf. "Concrete and Reinforced Concrete: Ways of Development"*, in 5 books. V. 1. Moscow, 2005. Pp. 149–166. (In Russian)
4. Lushnikov V.V. World experience in design and construction of high-rise building foundations with regard to geological conditions in Ekaterinburg. *Akademicheskii vestnik UralNIIProekt RAASN*. 2009; (1): 76–82. (In Russian)
5. Alekseev S.I., Kamayev V.S. Consideration of rigidity parameters of buildings in calculations of bases and foundations. *Vestnik of Tomsk state University of Architecture and Building*. 2007; (3): 165–172. (In Russian)
6. Mikhailov V.S., Teplykh A.V. Specific properties of various foundation models in calculating buildings effect on large foundation slabs in SCAD Office. In: *Proc. 4th Int. Symposium 'Relevant Problems of Computer Simulation of Structures'*, Vladivostok. 2016. Pp. 133–134. EDN: WWMTJF (In Russian)
7. Shulyatyev O.A. Geotechnical properties of high-rise buildings in Moscow. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016; (10): 17–25. (In Russian)

8. Kryzhanovskiy A.L., Rubtsov O.I. Reliability of design solutions of foundation slabs of high-rise buildings. *Vestnik MGSU*. 2006; (1): 191–198. (In Russian)
9. Orekhov V.V., Zaretskiy Yu.K., Kelman M.I. Interaction between slab and ground foundations with respect to upper structure rigidity. *Vestnik MGSU*. 2008; (2): 15–17. (In Russian)
10. Zaretskii Y.K., Karabaev M.I. Influence of sequence of closely erected high-rise buildings on settlement and foundation slabs. *Vestnik MGSU*. 2006; (1): 50–56. (In Russian)
11. Shashkin A.G., Shashkin K.G. Strength analysis of foundation plates at nonlinear deformation of foundations. *Rekonstruktsiya gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2000; (3). Available: <http://georeconstruction.net/journals/03/20/20.htm> (accessed April 20, 2023). (In Russian)
12. Kudriavtsev S.A., Sklyarova K.M. Full-scale observations and numerical simulation of high-rise building on slab foundation in Khabarovsk. *Sovremennye tekhnologii. Sistemyi analiz. Modelirovanie*. 2013; 2 (38): 86–91. (In Russian)
13. Yushchube S.V., Podshivalov I.I. Stress-strain state finite element modeling of concrete foundation of a multistory brick building. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture*. 2021; 23 (1): 118–132. DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-2-118-132. EDN: DIFUTE (In Russian)
14. Katzenbach R., Schmitt A., Ramm H. Basic principles of design and monitoring of high-rise buildings of Frankfurt am Main. *Rekonstruktsiya gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*, 2005; (9): 80–99. (In Russian)
15. Shulyatyev O.A. Foundations of high-rise buildings. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2014; (4): 202–244. (In Russian)
16. Yushube S.V., Podshivalov I.I., Filippovich A.A., Tryapitsin A.E. Stress-strain state model of high-rise brick building on pile foundation. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2018; 4 (69): 72–77. DOI: 10.23968/1999-5571-2018-15-4-72-77 (In Russian)

Сведения об авторах

Ющубе Сергей Васильевич, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, sv@tsuab.ru

Подшивалов Иван Иванович, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, ivanpodchivalov@list.ru

Authors Details

Sergei V. Yushchube, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia; sv@tsuab.ru

Ivan I. Podshivalov, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia; ivanpodchivalov@list.ru

Вклад авторов

Все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Authors contributions

The authors contributed equally to this article.
The authors declare no conflicts of interests.

Статья поступила в редакцию 21.04.2023
Одобрена после рецензирования 15.05.2023
Принята к публикации 21.09.2023

Submitted for publication 21.04.2023
Approved after review 15.05.2023
Accepted for publication 21.09.2023