

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-1-202-215

*С.В. ЮЩУБЕ, И.И. ПОДШИВАЛОВ, А.А. ТАРАСОВ,
А.А. ЛОБАНОВ, В.М. ЛАЗАРЕВ,*

Томский государственный архитектурно-строительный университет

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ КИРПИЧНОГО ЗДАНИЯ НА СВАЙНОМ ФУНДАМЕНТЕ В УСЛОВИЯХ РАЗВИТИЯ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК

Объектом исследования является пятиэтажное протяженное кирпичное здание на свайном фундаменте, получившее значительные деформации.

Цель работы – оценка надежности здания после выполнения комплексного инструментального обследования. При строительстве, а затем и при эксплуатации здания, вследствие недопогружения отдельных свай до гравийного слоя в сложных инженерно-геологических условиях площадки, была нарушена пространственная жесткость здания с образованием трещин в кирпичных стенах и в ростверке свайного фундамента.

Ввиду аварийного технического состояния отдельных участков кирпичных стен здания, на первом этапе было выполнено обследование надземной части. На втором этапе с помощью пройденных шурфов было проведено обследование монолитного ростверка и свай.

По результатам обследования и изучения материалов инженерно-геологических изысканий выполнено моделирование напряженно-деформированного состояния свайного фундамента и его основания в ПК MicroFe с разработкой расчетной модели в системе «основание – фундамент – здание».

Полученные результаты позволили выполнить оценку надежности здания, а также разработать рекомендации по восстановлению эксплуатационной пригодности свайного фундамента здания.

Ключевые слова: надежность; здание; свайный фундамент; основание; неравномерные осадки; деформации; расчет; модель; рекомендации.

Для цитирования: Ющубе С.В., Подшивалов И.И., Тарасов А.А., Лобанов А.А., Лазарев В.М. Оценка надежности кирпичного здания на свайном фундаменте в условиях развития неравномерных осадок // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2022. Т. 24. № 1. С. 202–215.

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-1-202-215

S.V. YUSHCHUBE, I.I. PODSHIVALOV, A.A. TARASOV,
A.A. LOBANOV, V.M. LAZAREV,
Tomsk State University of Architecture and Building

RELIABILITY OF BRICK BUILDING ON PILE FOUNDATION IN RELATIVE SETTLEMENT CONDITIONS

The paper studies an extended five-storey brick building on a pile foundation, subjected to significant deformation. The building reliability is assessed after the instrumented survey. During the building construction and operation, its spatial stiffness is broken with the crack formation in the walls and foundation frame due to an insufficient pile immersion in the gravel layer in difficult engineering and geological conditions. Due to accident technical conditions of the brick walls, the superstructure block is examined in the first phase. The second step includes the examination of the foundation frame and pile using bored pits. The MicroFe software is used for finite element modeling of the stress-strain state of the pile foundation and footing strength of the footing–foundation–building system. The obtained results allow assessing the building reliability and developing recommendations on the pile foundation serviceability.

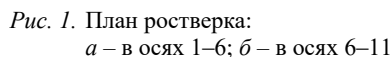
Keywords: reliability; building; pile foundation; foundation; relative settlement; deformation; strength analysis; model; recommendations.

For citation: Yushchube S.V., Podshivalov I.I., Tarasov A.A., Lobanov A.A., Lazarev V.M. Otsenka nadezhnosti kirpichnogo zdaniya na svainom fundamente v usloviyakh razvitiya neravnomernykh osadok [Reliability of brick building on pile foundation in relative settlement conditions]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2022. V. 24. No. 1. Pp. 202–215.

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-1-202-215

Рассматриваемое пятиэтажное кирпичное здание с техническим подпольем было введено в эксплуатацию в 1970 г. Здание прямоугольной формы в плане с габаритными размерами 70,89×12,85 м. Высота наружных стен толщиной 640 мм и внутренних стен толщиной 380 мм составляет 15,75 м. По конструктивной схеме оно выполнено с продольными несущими стенами, с поперечными капитальными стенами в трех лестничных клетках и с горизонтальными дисками перекрытий из сборных железобетонных многопустотных плит.

При обследовании было выявлено, что фундаменты выполнены в виде ленточного монолитного ростверка высотой 500 мм, шириной 400 и 600 мм (рис. 1) на сборных железобетонных забивных сваях с поперечным сечением 300×300 мм, расположенных в один ряд с шагом 1,5 м. Длина свай составляет 11 м. Кроме того, в осях А–В, 1–5 существующие фундаменты были усилены дополнительными сваями с шагом 3,0 м между основными сваями (через каждые две сваи). Сваи усиления выполнены из коротких стальных труб диаметром 325 мм, соединенных между собой на сварке. Внутренняя полость свай заполнена бетоном. С существующим ростверком сваи усиления объединены через монолитный железобетонный оголовок. Усиление фундаментов стальными трубами могло быть выполнено либо на стадии строительства, либо после его окончания.



– ИГЭ-1 – насыпной грунт: песчано-гравийная смесь маловлажная с суглинистым заполнителем (tQ_{IV});

- ИГЭ-2 – суглинок легкий песчанистый текучий озерно-аллювиальный (aQ_{IV});
- ИГЭ-3 – торф водонасыщенный озерно-аллювиальный (bQ_{IV});
- ИГЭ-4 – глина текучепластичная с примесью органического вещества до 6,8 % озерно-аллювиальная (aQ_{IV});
- ИГЭ-5 – песок мелкий средней плотности водонасыщенный озерно-аллювиальный (aQ_{IV});
- ИГЭ-6 – песок гравелистый средней плотности водонасыщенный озерно-аллювиальный (aQ_{IV});
- ИГЭ-7 – грунт гравийно-галечниковый водонасыщенный озерно-аллювиальный (aQ_{IV}).

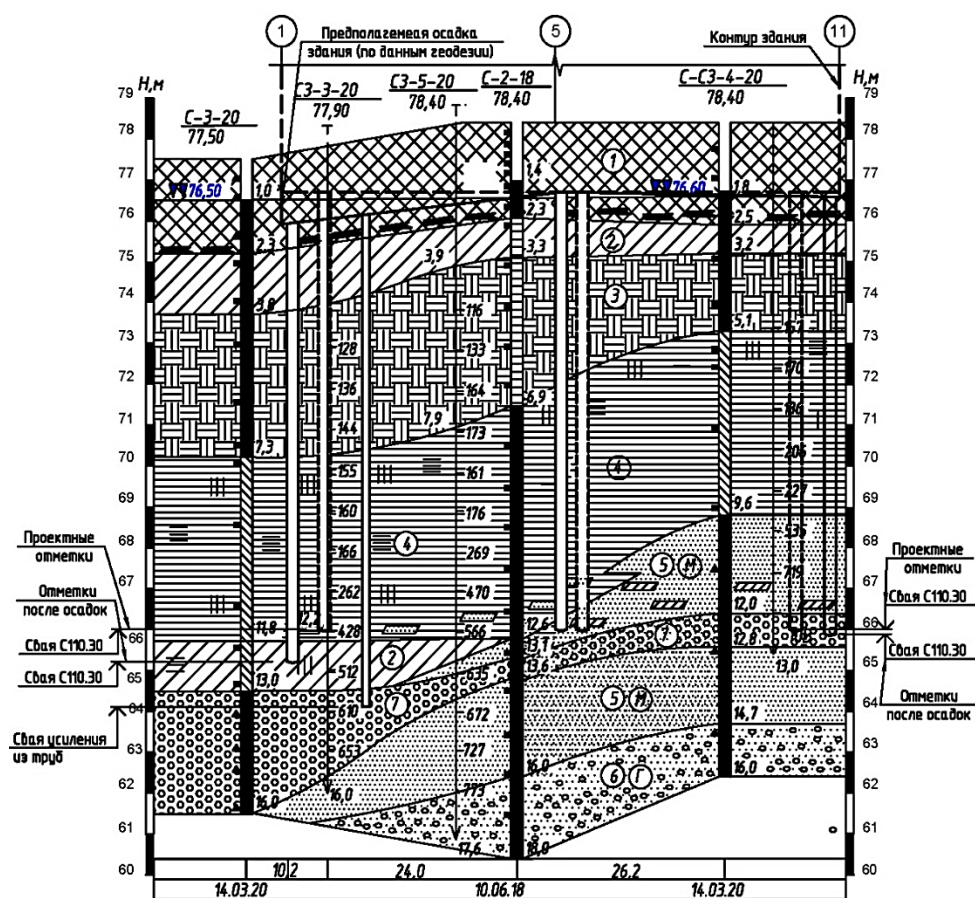


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез площадки здания с посадкой свайного фундамента

Анализ инженерно-геологических изысканий показал следующее:

1. Напластование грунтов под зданием имеет значительный уклон в южном направлении. Неучет наклонного залегания опорного для свай гравийно-галечникового слоя в процессе строительства привел к развитию значительных и неравномерных осадок здания.

2. В пределах боковой поверхности свай (рис. 2) залегают специфические грунты: насыпные грунты (ИГЭ-1) и торф (ИГЭ-3). Данные грунты имеют низкие прочностные характеристики, неоднородные по составу и сложенности. Сопротивление сдвигу этих грунтов близко к нулю.

3. По характеру подтопления площадка изысканий с учетом сезонных колебаний уровня подземных вод относится к техногенно-подтопленным территориям.

Таблица 1

Нормативные и расчетные характеристики грунтов основания

ИГЭ	Разновидность грунта (ГОСТ 25100–2011)	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность влажного грунта ρ_w , г/см ³	Коэффициент пористости, дол. ед.	Степень влажности, д. ед.	Число пластичности, %	Показатель текучести, д. ед.	Удельное сцепление C_u , кПа	Угол внутреннего трения φ_n , град	Модуль деформации, МПа
1	Насыпной грунт: ПГС с примесью суглинка	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	Суглинок пылеватый текучепластичный	2,69	1,91	0,83	0,96	9,89	0,85	15,1	16,9	7,63
3	Торф сильноразложившийся неустойчивой консистенции	1,39	1,13	2,72	0,98	–	–	–	–	0,35
4	Глина пылеватая текучепластичная	2,74	1,81	0,98	1,00	18,2	0,80	34,2	13,1	11,06
5	Песок мелкий с тонкими линзами суглинка	2,62	1,93	0,65	0,85	–	–	4,5	31,2	30,61
6	Песок гравелистый водонасыщенный	2,64	Угол естественного откоса: в сухом состоянии – 31,00°, под водой – 26,83°					2,0	38,0	35
7	Гравийный грунт водонасыщенный с песчаным заполнителем	2,61	Угол естественного откоса: в сухом состоянии – 33,50°, под водой – 30,0°					–	41,4	50

Инженерно-геологические элементы имеют явно выраженный наклон вдоль здания. Так, абсолютные отметки верха слоя из гравийно-галечникового грунта изменяются от 65,5 до 67,6 м. Принятые при строительстве одиннадцатиметровые железобетонные сваи под частью здания в осях А–В, 5–11 опираются на гравийно-галечниковый грунт (ИГЭ-7), а в осях А–В, 1–5 – на текучепластичный суглинок (ИГЭ-2). Несущая способность железобетонных свай, опирающихся на гравийно-галечниковый грунт, составила 843 кН. Не-

сущая способность металлических свай усиления, опирающихся на гравийно-галечниковый грунт, – 738 кН. В этом случае расчетные значения вертикальной нагрузки на железобетонные сваи и на металлические сваи усиления не должны превышать 675 и 590 кН соответственно.

Геодезическими измерениями были определены отклонения продольной стены по оси А (рис. 3) от условного горизонтального положения по длине здания и горизонтальные отклонения углов здания от вертикали (рис. 4).

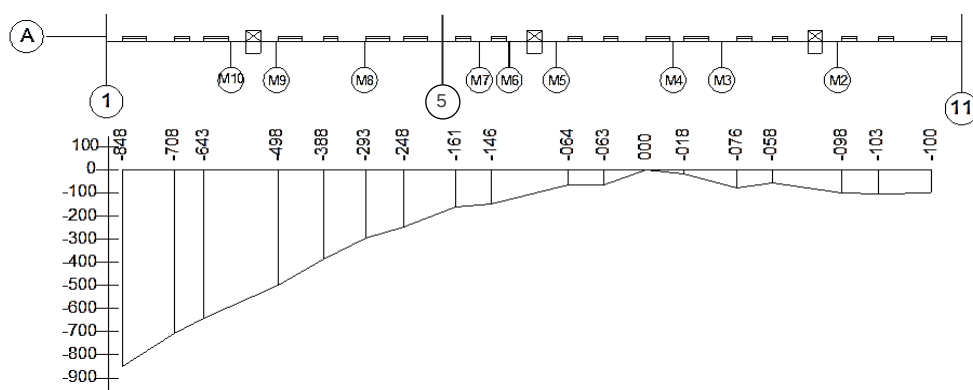


Рис. 3. Отклонения (мм) продольной стены по оси А от горизонтального положения

Как видно из рис. 3, за период строительства и эксплуатации здания (в течение 50 лет) наружные продольные стены получили значительные и неравномерные осадки, абсолютные значения которых достигли как минимум 848 мм, что более чем в 6 раз превышает предельно допустимое значение $S_u^{\max} = 120$ мм. Измеренная относительная разность осадок наружной продольной стены по оси А на участке здания между осями 1–5 составила 0,01, что также более чем на порядок превышает предельно допустимое значение $(\Delta s/L)_u = 0,002$.

Углы здания (рис. 4) имеют значительные горизонтальные отклонения от вертикали (крен) как вдоль, так и поперек здания, значения которых достигают более 300 мм, что также превышает предельно допустимые горизонтальные перемещения $f_u = h/500 = 15750/500 = 31,5$ мм, где $h = 15750$ мм – высота стены. Крен здания имеет развитие в юго-западном направлении и фактически совпадает с наклонным залеганием гравийно-галечникового слоя.

Моделирование взаимодействия надземных конструкций и свайных фундаментов с основанием, анализ распределения нагрузки между сваями в настоящее время является достаточно актуальным [1, 2]. В качестве основных критериев рассматривается не только несущая способность одиночной сваи, но и деформации (осадки) здания в целом [3, 4]. По работам [5–7], в соответствии с результатами мониторинга зданий и выполненного моделирования их напряженно-деформированного состояния, распределение усилий между сваями в свайном фундаменте рекомендуется определять на основании расчетов в объемной постановке в системе «основание – фундамент – здание».

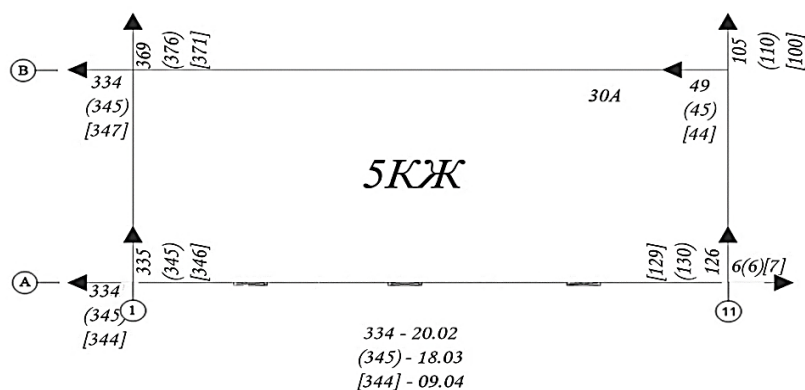


Рис. 4. Отклонения (мм) от вертикали углов здания

Расчетная модель, которая может наиболее полно отразить конструктивную схему здания, является одним из важнейших факторов при определении напряженно-деформированного состояния строительных конструкций и фундаментов [8, 9]. Верифицированный ПВК MicroFe [10] позволяет реализовать конечно-элементное моделирование системы «основание – фундамент – здание» [11, 12].

Из анализа конструктивной схемы здания и инженерно-геологических условий площадки в ПВК MicroFe была разработана расчетная модель, в которой кирпичные стены, диски перекрытий и ростверк моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», сваи моделировались конечным элементом типа «стержень». Грунтовое основание под ростверком принималось в виде семислойного основания с фактическим наклонным и клиновидным расположением слоев из объемных конечных элементов с послойным заданием модуля деформации, коэффициента Пуассона, плотности, сцепления, угла внутреннего трения (без учета дилатансии), коэффициента всестороннего сжатия (принят равным нулю). Сопряжение свай с ростверком принималось жестким. С учетом того, что по длине свай залегают слабые грунты, работа боковой поверхности свай была исключена. Расчеты выполнялись с учетом нелинейной работы грунта основания по модели Кулона – Мора. Конструктивная и расчетная конечно-элементная модель здания приведена на рис. 5.

В расчетной модели рассматривались четыре расчетные схемы:

- расчетная схема № 1 – надземная часть без трещин в стенах на фундаменте из железобетонных свай (сваи в осях А–В, 1–5 опираются на текучепластичный суглинок);
- расчетная схема № 2 – надземная часть с вертикальными трещинами в стенах и в ростверке на железобетонных сваях;
- расчетная схема № 3 – надземная часть с вертикальными трещинами в стенах и в ростверке на железобетонных забивных сваях и на стальных сваях усиления, опирающихся на гравийно-галечниковый грунт, диаметром 325 мм в количестве 25 шт. в осях А–В, 1–5. Принято, что усиление фундамента выполнено в процессе строительства;

– расчетная схема № 4 – надземная часть с трещинами в стенах и в ростверке на железобетонных и стальных сваях усиления, а также на новых дополнительных стальных сваях-стойках диаметром 325 мм в количестве 28 шт. в осях А–В, 1–5, опорным слоем которых является гравийно-галечниковый слой.

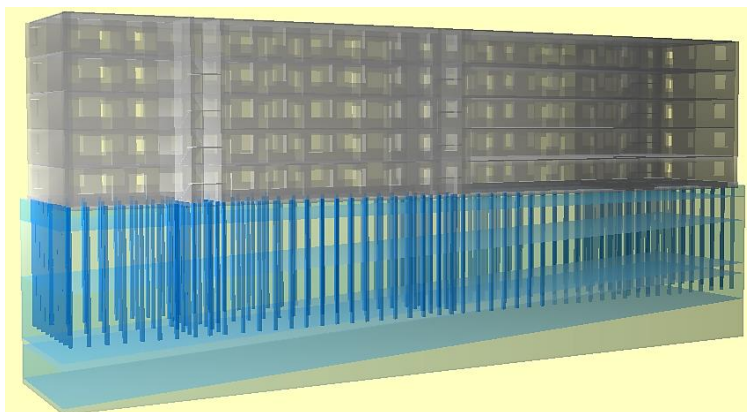
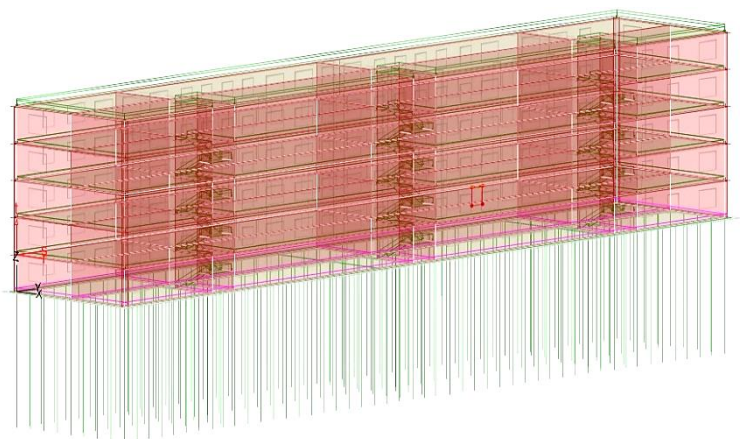
а*б*

Рис. 5. Конечно-элементная модель здания:
а – конструктивная; б – расчетная

В расчетной схеме № 1 изополя продольных усилий и вертикальных перемещений свай приведены на рис. 6, 7.

Из рис. 6 видно, что наибольшие сжимающие продольные усилия появились в сваях, расположенных в средней части здания, и составили $N_{\max} = 845,8$ кН, которые на 25 % и в 2,8 раза соответственно превысили допускаемую расчетную продольную нагрузку для свай-стоек $N_{\text{р св. ст}} = 675$ кН и для висячих свай $N_{\text{р вис. св}} = 300$ кН, что и послужило началом процесса развития неравномерных и сверхнормативных осадок свайного фундамента.

Наибольшие и наименьшие вертикальные перемещения получили сваи, расположенные в южной и северной частях здания, и составили соответственно $f_{\max} = -170,2$ мм, $f_{\min} = -17,3$ мм. Полученные результаты на 29 % превыша-

ют максимально допустимое значение предельной осадки для многоэтажных кирпичных зданий $S_u^{\max} = 120$ мм. Максимальная относительная разность вертикальных перемещений равна $(170,2-17,3)/69720 = 0,002$ и сопоставима с предельно допустимой разностью осадок $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

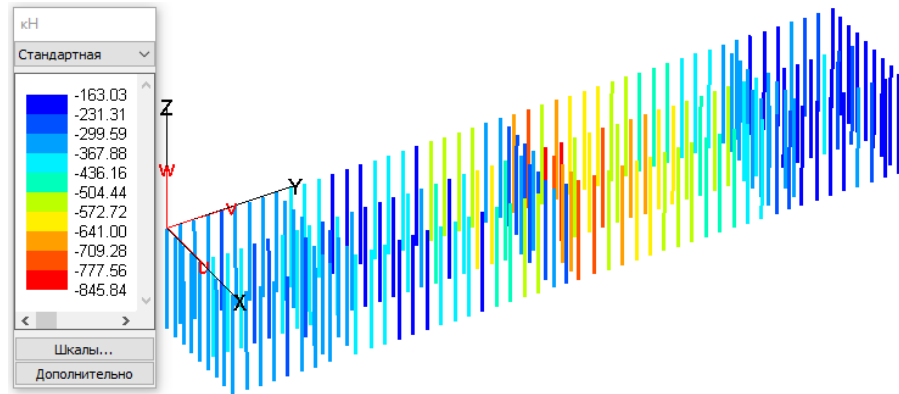


Рис. 6. Изополя продольных усилий в сваях в расчетной схеме № 1

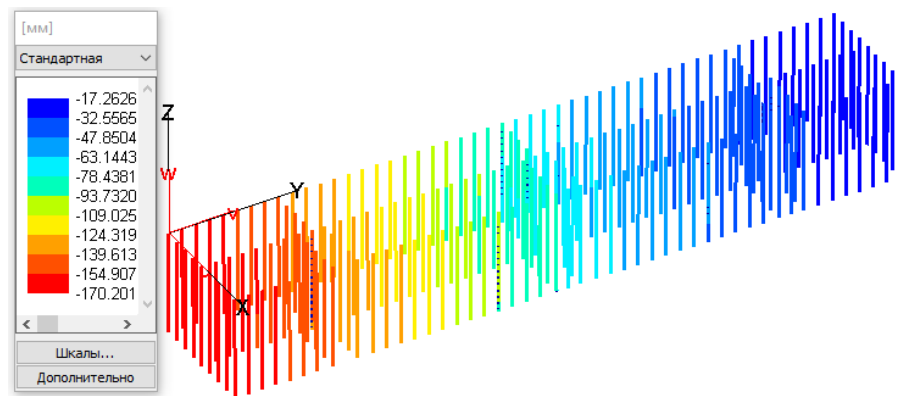


Рис. 7. Изополя вертикальных перемещений свай в расчетной схеме № 1

В расчетной схеме № 2 за счет образования вертикальных трещин в стенах и в ростверке произошло снижение жесткостных характеристик здания и как, следствие, снижение максимальных значений продольных сжимающих усилий в сваях на 29 % по сравнению с монолитным состоянием здания до величины $N_{\max} = 599,5$ кН (рис. 8).

Вследствие снижения жесткостных характеристик здания, вертикальные перемещения свай увеличились на 26 % в южной части здания и на 49 % в северной части здания и составили соответственно $f_{\max} = -228,5$ мм и $f_{\min} = -34,1$ мм (рис. 9). Полученные результаты также превышают максимально допустимое значение предельной осадки $S_u^{\max} = 120$ мм. Наибольшая относительная разность вертикальных перемещений, равная $(228,5-34,1)/69720 = 0,003$, превысила предельно допустимую разность осадок $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

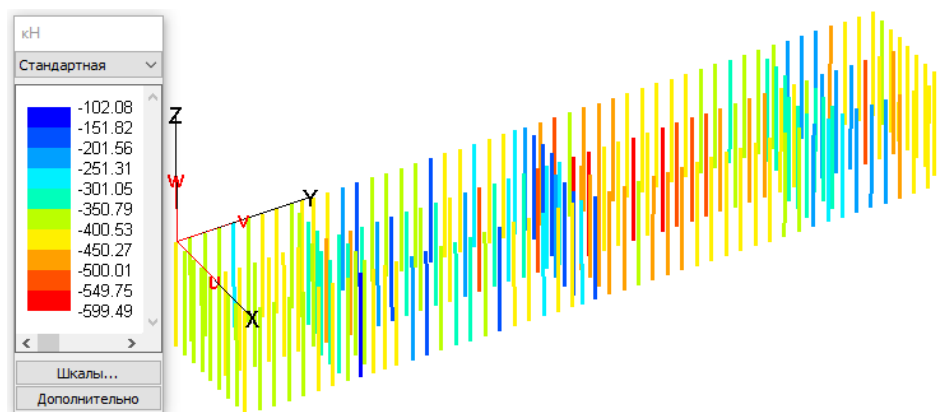


Рис. 8. Изополю продольных усилий в сваях в расчетной схеме № 2

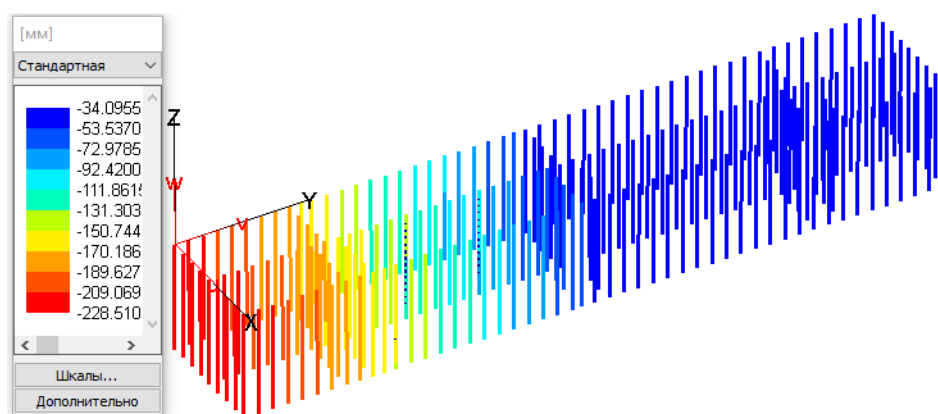


Рис. 9. Изополю вертикальных перемещений свай в расчетной схеме № 2

В расчетной схеме № 3 за счет усиления фундамента в осях А–В, 1–5 дополнительными стальными сваями, установленными между железобетонными висячими сваями, напряженно-деформированное состояние свайного фундамента оказалось следующим (рис. 10, 11):

- величина наибольших продольных сжимающих усилий в сваях средней части здания практически не изменилась и составила $N_{\max} = 606,5$ кН по сравнению с состоянием до усиления свайного фундамента. Причем продольные усилия в металлических сваях превышают максимально допустимую нагрузку 590 кН;

- наибольшие и наименьшие вертикальные перемещения свай в южной и северной частях здания соответственно уменьшились на 40 и на 3 % и составили $f_{\max} = -136,0$ мм, $f_{\min} = -33,0$ мм. Полученные результаты также превышают максимально допустимое значение предельной осадки $S_u^{\max} = 120$ мм. Наибольшая относительная разность вертикальных перемещений, равная $(136,1 - 33,0) / 69720 = 0,001$, стала меньше предельно допустимой разности осадок $(\Delta S / L)_u = 0,002$.

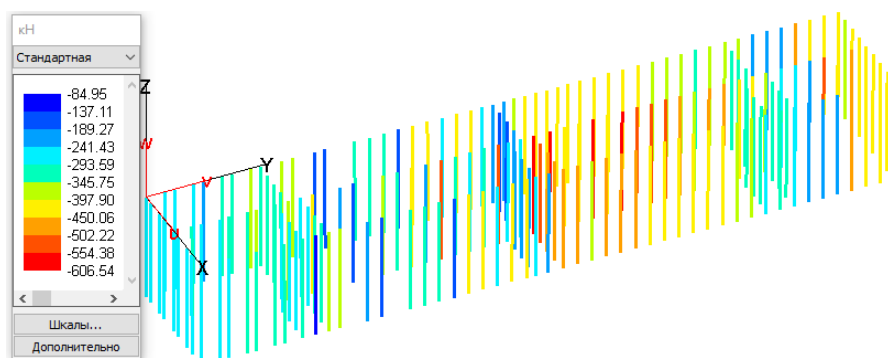


Рис. 10. Изополя продольных усилий в сваях в расчетной схеме № 3

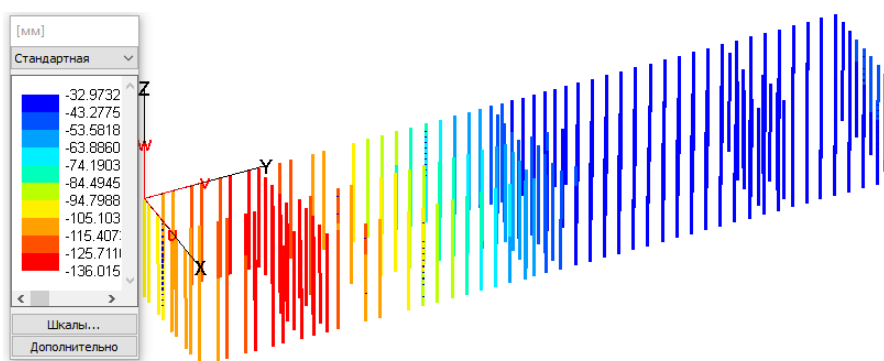


Рис. 11. Изополя вертикальных перемещений свай в расчетной схеме № 3

Таким образом, усиление фундамента дополнительными стальными ви-сячими сваями с шагом 3,0 м практически не разгрузило железобетонные ви-сячие сваи. Кроме того, этого оказалось недостаточным как по несущей спо-собности свайного фундамента в центральной части здания (нагрузки на сваю превосходят их несущую способность), так и по деформациям (расчетная осадка достигает 136 мм).

В расчетной схеме № 4 за счет усиления фундамента в осях А–В, 1–5 новыми стальными сваями-стойками, опорным слоем которых является гра-вийно-галечниковый слой, напряженно-деформированное состояние свайного фундамента будет следующим (рис. 12, 13):

– значения максимальных продольных сжимающих усилий в сваях-стойках в средней части здания станут равны $N_{\max} = 578,3$ кН и не превысят допускаемую расчетную продольную нагрузку для железобетонных свай-стоек $N_{p \text{ св. ст}} = 675$ кН и 590 кН для металлических свай;

– максимальные и минимальные вертикальные перемещения торцевых свай в южной и северной частях здания значительно уменьшатся и составят $f_{\max} = -54,3$ мм, $f_{\min} = -33,8$ мм соответственно. Полученные результаты не превышают максимально допустимое значение предельной осадки $S_u^{\max} = 120$ мм. Наибольшая относительная разность вертикальных перемещений,

равная $(55,4 - 33,8)/69720 = 0,0003$, значительно меньше предельно допустимой разности осадок $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

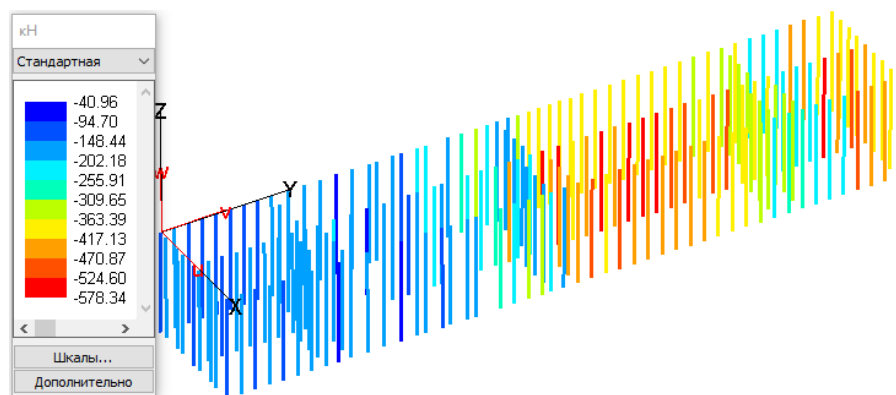


Рис. 12. Изополя продольных усилий в сваях в расчетной схеме № 4

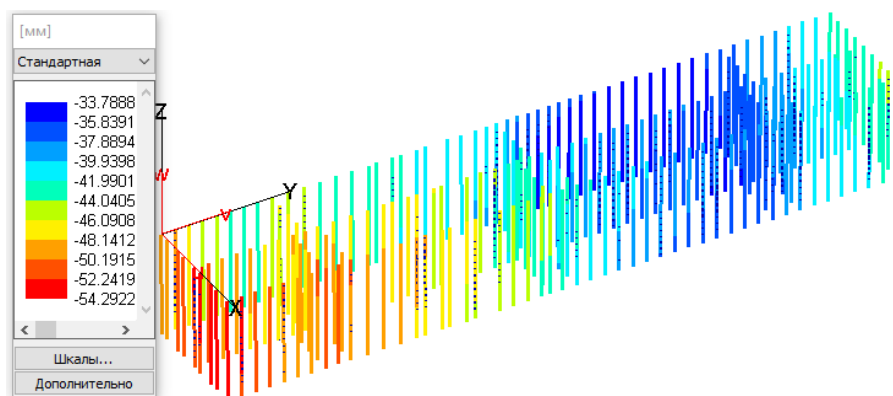


Рис. 13. Изополя вертикальных перемещений свай в расчетной схеме № 4

Таким образом, предлагаемый вариант усиления существующего свайного фундамента новыми дополнительными стальными сваями-стойками диаметром 325 мм в количестве 28 шт. в осях А–В, 1–5 позволит обеспечить в усиленном свайном фундаменте требования по первой и по второй группам предельных состояний.

В заключение можно отметить, что вертикальные перемещения стены по оси А с максимальным значением, равным 848 мм, не являются осадками фундамента в классическом понимании, а будут лишь следствием фактического залегания опорного гравийно-галечникового слоя.

Адекватное техническое состояние здания, обеспечивающее его надежную эксплуатацию (расчетная схема № 4), достигается при усилении свайного фундамента металлическими сваями с опиранием на гравийно-галечниковый грунт с шагом 1,5 м. При этом условие по несущей способности свай должно выполняться.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Шашкин В.А.* Эффекты взаимодействия оснований и сооружений // Развитие городов и геотехническое строительство. 2012. № 14. С. 141–167.
2. *Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.* Взаимодействие здания и основания: методика расчета и практическое применение при проектировании / под ред. В.М. Улицкого. Санкт-Петербург : Стройиздат СПб, 2002. 48 с.
3. *Шулятьев О.А.* Основания и фундаменты высотных зданий. Москва, 2016. 392 с.
4. *Шулятьев О.А.* Фундаменты высотных зданий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2014. № 4. С. 202–244.
5. *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.
6. *Кабанцев О.В., Тамразян А.Г.* Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5. С. 15–26.
7. *Алмазов В.О., Климов А.Н.* Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного здания // Вестник МГСУ. 2013. № 10. С. 102–109.
8. *Нуждин Л.В., Михайлов В.С.* Численное моделирование свайных фундаментов в расчетно-аналитическом комплексе SCAD Office // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2018. № 1. С. 5–18.
9. *Михайлов В.С., Теплых А.В.* Учет характерных особенностей различных моделей основания при расчете взаимного влияния зданий на больших фундаментных плитах с использованием расчетно-аналитической системы SCAD Office // Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений : VI Международный симпозиум. Владивосток, 2016. С. 133–134.
10. *MicroFe-СДК.* Программный комплекс конечно-элементных расчетов пространственных конструкций на прочность, устойчивость и колебания. ООО «ТЕХСОФТ», 2015. URL: <http://www.tech-soft.ru>
11. *Ющубе 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.
12. *Ющубе С.В., Подшивалов И.И.* Моделирование напряженно-деформированного состояния свайного фундамента с плитным ростверком высотного здания с учетом недопогружения свай // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2020. Т. 22. № 2. С. 145–161.

REFERENCES

1. *Shashkin V.A.* Effekty vzaimodeistviya osnovanii i sooruzhenii [Interaction between foundations and structures]. *Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2012. No. 14. Pp. 141–167. (rus)
2. *Shashkin A.G., Shashkin K.G.* Vzaimodeistvie zdaniya i osnovaniya: metodika rascheta i prakticheskoe primeneniye pri proektirovani [Building-foundation interaction: Calculation methodology and design applications]. V.M. Ulitskii, ed., Saint-Petersburg: Stroiizdat, 2002. 48 p. (rus)
3. *Shulyat'ev O.A.* Osnovaniya i fundamente vysoznykh zdani [Bases and foundations of high-rise buildings]. Moscow: ASV, 2018. 392 p. (rus)
4. *Shulyat'ev O.A.* Fundamente vysoznykh zdani [Foundations of high-rise buildings]. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2014. No. 4. Pp. 202–244. (rus)
5. *Karpenko N.I., Karpenko S.N., Kuznetsov E.N.* O sovremennykh problemakh rascheta vysoznykh zdani iz monolitnogo zhelezobetona [Modern problems of structural analysis of high-rise building of insitu reinforced concrete]. In: II Vseros. (Mezhdunar.) konf. "Beton i zhelezobeton – puti razvitiya", v pyati knigakh. (*Proc. 2nd Int. Sci. Conf. 'Concrete and Reinforced Concrete – Glance at Future'*), in 5 vol., Moscow, 2005. V. 1. Pp. 149–166. (rus)
6. *Kabantsev O.V., Tamrazyan A.G.* Uchet izmenenii raschetnoi skhemy pri analize raboty konstruktii [Consideration of changes in design diagram in structural analysis]. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal*. 2014. No. 5. Pp. 15–26. (rus)

7. Almazov V.O., Klimov A.N. Eksperimental'noe issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya konstruktssii vysotnogo zdaniya [Experimental investigation of stress-strain state of high-rise buildings]. *Vestnik MGSU*. 2013. No. 10. Pp. 102–109. (rus)
8. Nuzhdin L.V., Mikhailov V.S. Chislennoe modelirovanie svaynykh fundamentov v raschetno-analiticheskom komplekse SCAD Office [Creation of solid 3D CAD pile foundations in SCAD software]. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2018. No. 1 Pp. 5–18. (rus)
9. Mikhailov V.S., Teplykh A.V. Uchet kharakternykh osobennostei razlichnykh modelei osnovaniya pri raschete vzaimnogo vliyaniya zdaniy na bol'shikh fundamentnykh plitakh s ispol'zovaniem raschetno-analiticheskoi sistemy SCAD Office [Allowing for characteristics of various design models in calculating mutual influence of buildings on pile-raft foundation in SCAD software]. In: VI Mezhdunarodnyi simpozium. Aktual'nye problemy komp'yuternogo modelirovaniya konstruktssii i sooruzhenii (*Proc. 6th Int. Sci. Symp. 'Relevant Computer Modeling Problems of Structures'*). Vladivostok, 2016. Pp. 133–134. (rus)
10. MicroFe-SDK. Programnyi kompleks konechno-elementnykh raschetov prostranstvennykh konstruktssii na prochnost', ustoychivost' i kolebaniya [MicroFe-SDC software application for finite-element strength, stability and vibration analyses]. ООО “TEKhSOFT”, 2015. Available: www.tech-soft.ru (rus)
11. Yushchube S.V., Podshivalov I.I., Filippovich A.A., Tryapitsin A.E. Modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya kirpichnogo zdaniya povyshennoi etazhnosti na svainom fundamente [Stress-strain state modeling of high-rise brick building on pile foundation]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2018. No. 4 (69). Pp. 72–77. (rus)
12. Yushchube S.V., Podshivalov I.I. Modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya osnovaniya kirpichnogo zdaniya povyshennoi etazhnosti na monolitnoi fundamentnoi plite [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. V. 23. No. 1. Pp. 145–161. (rus)

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

Тарасов Александр Александрович, канд. техн. наук, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, tar.a.a@mail.ru

Лобанов Александр Александрович, инженер, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, oflaa@mail.ru

Лазарев Владимир Михайлович, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, lazarevvm@mail.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

Aleksandr A. Tarasov, PhD, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, tar.a.a@mail.ru

Aleksandr A. Lobanov, Engineer, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, oflaa@mail.ru

Vladimir M. Lazarev, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, lazarevvm@mail.ru