

# ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-1-126-139

*С.В. ЮЩУБЕ, И.И. ПОДШИВАЛОВ, А.С. ЛАРИОНОВ,  
Томский государственный архитектурно-строительный университет*

## ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ СООРУЖЕНИЯ, РАСПОЛОЖЕННОГО НА СКЛОНЕ ГОРЫ

Объектом исследования является свайный фундамент и основание сооружения, расположенного на склоне горы и состоящего из четырех объемных блоков. Устройство сооружения обусловлено стремлением защитить первый объемный блок, построенный у подножия склона, от негативного техногенного влияния склона путем устройства трех защитных подпорных объемных блоков с их врезкой в склон горы. Первый объемный блок представляет собой трехэтажное кирпичное здание, остальные три объемных блока выполнены в виде пространственных подпорных конструкций из монолитного железобетона. Все объемные блоки расположены на разных высотных отметках. В результате появилось сооружение с заглубленной частью по уровню ответственности, соответствующему классу КС-3. Возникла необходимость в оценке надежности этого сооружения, расположенного в сложных инженерно-геологических условиях. После изучения материалов инженерно-геологических изысканий, анализа залегания, состава и физико-механических свойств грунтов, исследования свайного поля было выполнено моделирование напряженно-деформированного состояния свайного фундамента и его основания в ПК MicroFe с разработкой расчетной модели в системе «основание – фундамент – сооружение». Полученные результаты позволили выполнить оценку напряженно-деформированного состояния свайного фундамента и его основания в условиях бокового подпора грунта.

**Ключевые слова:** сооружение; свайный фундамент; основание; склон горы; срезка грунта; расчетная модель; напряженно-деформированное состояние.

**Для цитирования:** Ющубе С.В., Подшивалов И.И., Ларионов А.С. Оценка надежности сооружения, расположенного на склоне горы // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2021. Т. 23. № 1. С. 126–139.

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-1-126-139

*S.V. YUSHCHUBE, I.I. PODSHIVALOV, A.S. LARIONOV,  
Tomsk State University of Architecture and Building*

## SAFETY OF BUILDING CONSTRUCTED ON HILLSIDE SLOPE

The paper focuses on the pile foundation and footing of the building constructed on a hillside slope and consisting of four three-dimensional blocks. The building is arranged such that to pro-

tect the first block constructed on the footslope from the negative technogenic influence of the latter via the embedment of three supporting blocks into the hillside slope. The first three-dimensional block is a three-storey brick building, while the other three are the spatial supporting structures made of insitu reinforced concrete. All the blocks locate at different position levels. The resulting embedded part of the structure matches the class KS-3 construction site safety. It is thus necessary to assess the structural safety of the building constructed in difficult engineering and geological conditions. The MicroFe software is used for finite element dimensional calculations of the pile foundation and footing strength, stability and oscillation after studying the engineering-geological surveys, the analysis of the soil formation, composition and physical-mechanical properties, the piling field. Also, the theoretical model is proposed for the footing–foundation–building system. The obtained results allow assessing the stress-strain state of the pile foundation and footing with the lateral support to the hillside slope of soil.

**Keywords:** building; pile foundation; footing; hillside slope; soil cutting; calculation model; stressed-strained state.

**For citation:** Yushchube S.V., Podshivalov I.I., Larionov A.S. Otsenka nadezhnosti sooruzheniya, raspolozhennogo na sklone gory [Safety of building constructed on hillside slope]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2021. V. 23. No. 1. Pp. 126–139. DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-1-126-139

Вначале у подножия склона горы было построено трехэтажное кирпичное здание с подвалом (первый объемный блок) с несущими поперечными стенами и внутренним каркасом из кирпичных столбов и железобетонных прогонов в центральных залах. Перекрытия сборные железобетонные. Фундаменты выполнены из буронабивных свай длиной 3 м, диаметром 400 мм, шаг свай – 1200 мм. Ростверк свайного фундамента имеет высоту 600 мм. Концы свай опираются в песок средней крупности с включением гравия. Боковой подпор грунта со стороны склона горы на здание отсутствовал.

В процессе эксплуатации к цокольной части здания (далее первый блок) с крутого склона горы сбрасывались атмосферные осадки в виде снега и воды. Для защиты от атмосферных воздействий, с врезкой в склон горы, были последовательно пристроены на разных высотных отметках три объемных блока из монолитных железобетонных конструкций на свайных фундаментах, состоящие из фронтальных продольных стен с контрфорсами, из поперечных стен и перекрытий. Конструктивно пристроенные три объемных подпорных блока не связаны с кирпичным зданием. Схема расположения свай четырех блоков приведена на рис. 3. Так появилось сооружение по заглубленной части с уровнем ответственности, соответствующим классу КС-3. В связи с этим возникла необходимость в оценке надежности этого разноуровневого сооружения.

В соответствии с поставленной задачей были изучены материалы инженерно-геологических изысканий, исследованы планы свайных полей.

Рассматриваемая площадка расположена в центральной части г. Томска у подножия Юрточной горы. В пределах исследованной площадки до изученной глубины 13,0 м грунтовое основание (рис. 1) представлено в виде семи инженерно-геологических элементов (ИГЭ):

– ИГЭ-1. Насыпной грунт – суглинок серого цвета твердой консистенции с включениями строительного мусора до 20 % и песчано-гравийной смеси до 20 %. Мощность ИГЭ-1 составляет 0,7...3,5 м;

– ИГЭ-2. Суглинок бурого цвета от твердой до мягкопластичной консистенции, аллювиальный с коэффициентом водонасыщения  $S_r = 0,9$  д.е., залегает в виде прослоев в верхней части разреза в интервале глубин 0,7...3,0 м и повсеместно в нижней части разреза в виде двух слоев на глубине 6,5...9,3 м и на глубине 4,1...11,7 м. Мощность слоя в верхней части разреза составляет 0,5...1,0 м, в нижней части разреза – 1,0–1,2 м;

– ИГЭ-3. Супесь буро-коричневого цвета, аллювиальная, от твердой до пластичной консистенции с коэффициентом водонасыщения  $S_r = 0,67$  д.е., залегает в нижней части разреза в интервале глубин 4,2...10,6 м и в верхней части разреза на глубине от 1,2 до 3,9 м. Мощность слоя составляет 0,2...2,9 м;

– ИГЭ-4. Песок аллювиальный маловлажный от пылеватого до мелкозернистого с включением гравия в виде одного слоя на глубине 4,0...6,1 м. Мощность слоя составляет 1,9...2,1 м;

– ИГЭ-5. Глина аллювиальная мягкопластичная с содержанием органического вещества до 24 % черного цвета с коэффициентом водонасыщения  $S_r = 0,89$  д.е., залегает в виде линзы на глубине от 3,0 до 4,0 м. Мощность слоя составляет 1,0 м. Выклинивается за пределом контура здания с противоположной стороны от откоса (рис. 1);

– ИГЭ-6. Суглинок аллювиальный серого цвета с включением гравия, расположен локально на глубине от 5,2 м до изученной глубины – 7,0 м. Мощность слоя до изученной глубины – 1,8 м;

– ИГЭ-7. Песок аллювиальный средней крупности водонасыщенный с примесью гравия, распространен в виде одного слоя на глубине от 12,3 м до изученной глубины – 13 м. Мощность слоя – 0,7 м.

В инженерно-геологических исследованиях было установлено, что устойчивость откоса может быть обеспечена наличием подпорной конструкции или выполаживанием откоса.

Моделирование взаимодействия надземных конструкций и свайных фундаментов с основанием является достаточно актуальным [1, 2]. В качестве основных критериев рассматривается не только несущая способность одиночной сваи, но и деформации (осадки и горизонтальные перемещения) здания в целом [3, 4]. В исследованиях [5–7], в соответствии с результатами мониторинга зданий, моделирование напряженно-деформированного состояния зданий рекомендуется выполнять в объемной постановке в системе «основание – фундамент – сооружение».

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

На основе анализа конструктивной схемы четырех объемных блоков и инженерно-геологических условий площадки в ПВК MicroFe была разработана расчетная модель, в которой стены, диски перекрытий и ростверк моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», колонны, прогоны и сваи моделировались конечным элементом типа «стержень».

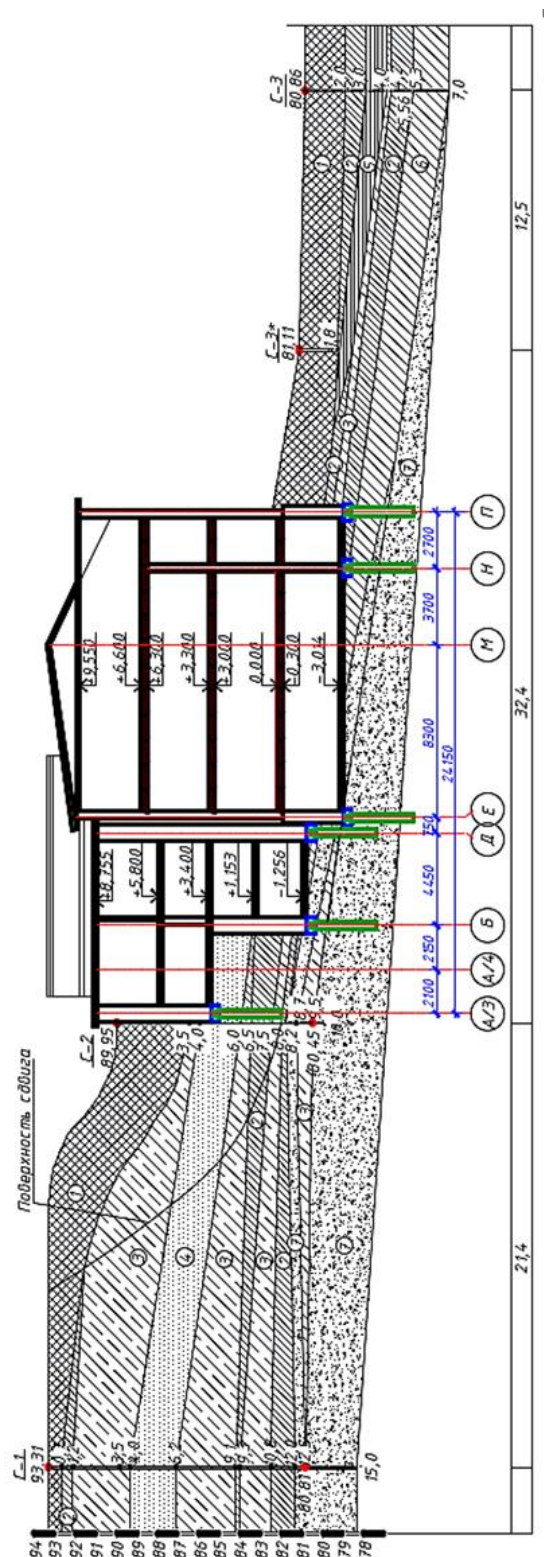


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез с привязкой разреза здания

Грунтовое основание под ростверками разноуровневых объемных блоков принималось в виде семислойного основания из объемных конечных элементов с послойным заданием модуля деформаций и коэффициента Пуассона. Сопряжение свай с ростверком принималось жестким. Расчет выполнялся в линейной постановке. Конструктивная и расчетная конечно-элементная модель сооружения дана на рис. 2.

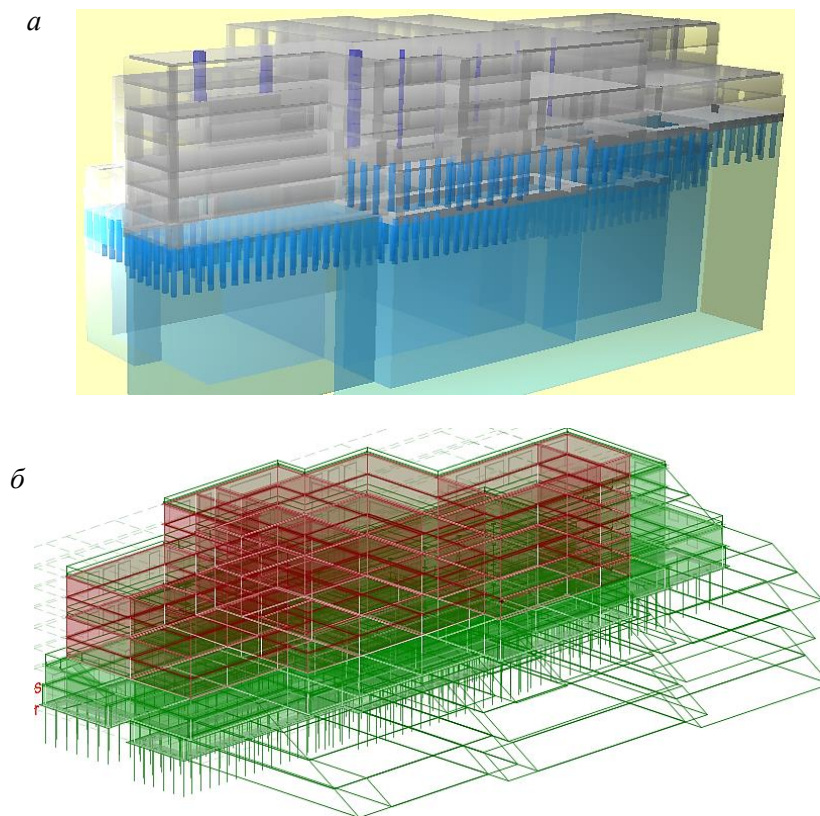


Рис. 2. Конечно-элементная модель сооружения:  
а – конструктивная; б – расчетная

Горизонтальное давление грунта на продольные фронтальные стены объемных подпорных блоков принималось как для сыпучих грунтов по известной формуле:

$$q_x = \gamma H \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi / 2),$$

где  $q_x$  – горизонтальное давление грунта;  $\gamma$  – среднее значение объемного веса грунта засыпки;  $H$  – высота подпора грунта засыпки;  $\varphi$  – среднее значение коэффициента внутреннего трения грунта засыпки.

В статическом расчете получено значение горизонтального давления грунта на сооружение, равное 30940 кН.

Из анализа продольных усилий в сваях в четырех объемных блоках (далее блоки) получены следующие результаты (рис. 3):

– в первом блоке минимальные продольные усилия в контурных сваях находились в интервале  $N_{1К} = 106...195$  кН, наибольшие продольные усилия во внутренних сваях были равны  $N_{1В} = 195...374$  кН;

– во втором блоке располагались только контурные сваи, продольные усилия в которых составили следующие значения: с продольной фронтальной стороны от расположения откоса  $N_{2КФ} = 195...374$  кН; с тыльной стороны от откоса  $N_{2КТ} = 285...463$  кН. Разница в продольных усилиях свай с фронтальной и с тыльной сторон откоса составила 39...48 %, т. е. от  $\frac{1}{3}$  до  $\frac{1}{2}$ ;

– в третьем блоке располагались также только контурные сваи, продольные усилия в которых находились в интервале  $N_{3К} = 195...329$  кН как во фронтальных, так и в тыльных сваях от откоса;

– в третьем блоке располагались также только контурные сваи, продольные усилия в которых находились в интервале  $N_{3К} = 195...329$  кН как во фронтальных, так и в тыльных сваях от откоса;

– в четвертом блоке продольный ряд свай располагался только с фронтальной стороны от откоса. В этих сваях появились максимальные продольные усилия (во всем сооружении)  $N_{4К} = 419...508$  кН.

При наличии бокового подпора грунта большое значение приобретают поперечные силы  $Q_X$ , возникающие в поперечных сечениях свай в направлении горизонтального давления грунта по оси  $X$  (рис. 4):

– в первом блоке максимальные поперечные силы в сваях составили  $Q_X = -4,8...-8,6$  кН (направлены против положительного направления оси  $X$ ) при среднем значении  $-2...-3$  кН;

– во втором блоке, по сравнению с первым блоком, происходит замена направления поперечных сил, их распределение достаточно равномерно, значения находятся в интервале  $Q_X = 3,3...6,7$  кН;

– в третьем блоке величина поперечных сил незначительна, имеет знакопеременный характер и находится в интервале  $Q_X = -1,7...1,6$  кН;

– в четвертом блоке поперечные силы положительного знака достигают наибольших значений и находятся в интервале  $Q_X = 5,0...8,4$  кН.

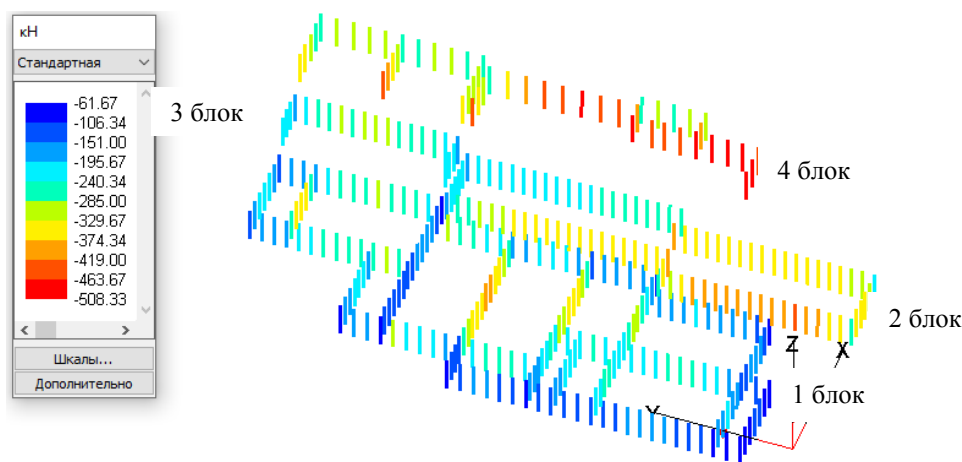
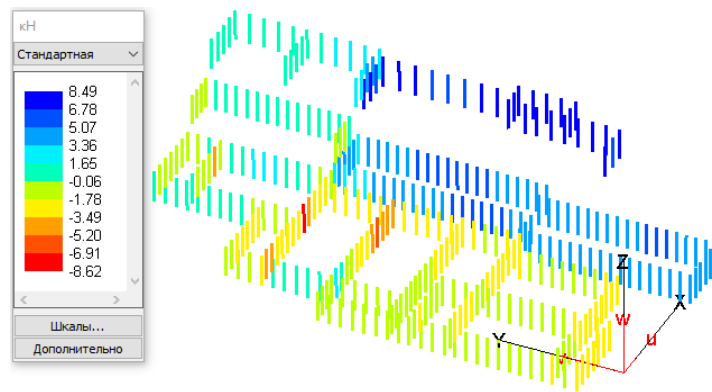


Рис. 3. Изополя продольных сил в сваях

Рис. 4. Изополя поперечных сил  $Q_x$  в сваях

Следует отметить, что по результатам конструктивного расчета по РСУ прочность свай по материалу всех блоков обеспечена.

Значения вертикальных и горизонтальных перемещений свай приведены на рис. 5, 6.

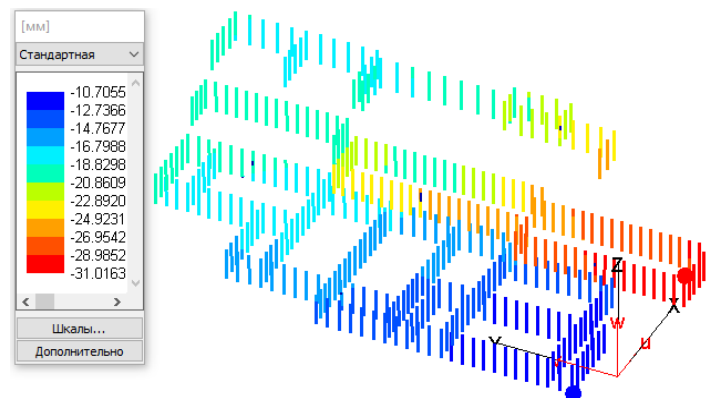
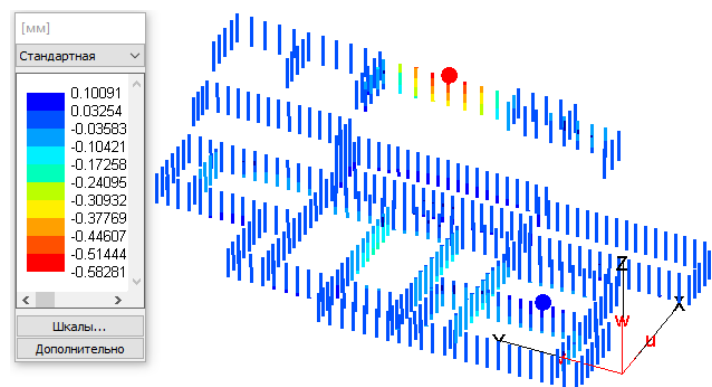


Рис. 5. Изополя вертикальных перемещений свай

Рис. 6. Изополя горизонтальных перемещений свай по оси  $X$

Значения вертикальных перемещений свай оказались следующими:

- в первом блоке вертикальные перемещения свай минимальны во всем сооружении, составили 10,7...18,8 мм;
- во втором блоке вертикальные перемещения свай оказались максимальными во всем сооружении и были равны 20,8...31,0 мм;
- в третьем и четвертом блоках вертикальные перемещения свай имели промежуточные значения, составили 16,8...20,9 и 16,8...27,0 мм соответственно.

Значения горизонтальных перемещений свай по оси  $X$ :

- в первых трех блоках горизонтальные перемещения свай находились в интервале от 0,1 до –0,1 мм;
- в четвертом блоке горизонтальные перемещения в средней части продольных фронтальных свай оказались максимальными и достигли –0,6 мм.

Во всех блоках наибольшие вертикальные перемещения свай составили  $f_{\max} = -31,0$  мм и не превысили максимально допустимое значение предельной осадки для многоэтажных кирпичных зданий  $S_{\text{и}}^{\max} = 120$  мм. В каждом блоке максимальная относительная разность вертикальных перемещений не превышала значения 0,0003, что значительно меньше предельно допустимой разности осадок  $(\Delta S/L)_{\text{и}} = 0,002$ . Следовательно, в сваях условие по второй группе предельных состояний выполняется.

Для получения ответа на вопрос, связанный с устойчивостью грунтового основания первого блока в результате сдвигового воздействия на него со стороны грунтового массива вышерасположенных блоков, в расчетной модели основания первого блока были рассмотрены две расчетные схемы:

- расчетная схема № 1, в которой отсутствовал боковой подпор грунта на основание первого блока;
- расчетная схема № 2, в которой присутствовал боковой подпор грунта на основание первого блока.

Основные результаты напряженно-деформированного состояния основания первого блока показаны на рис. 7–10.

В расчетной схеме № 2 опасным на сдвиг принято горизонтальное сечение основания первого блока на уровне конца свай, т. к. конструктивная прочность по материалу свай обеспечена. Ниже этого сечения вероятность горизонтального сдвига грунта, в связи с падением напряжений, уменьшается.

В расчетной схеме № 1 в горизонтальном сечении на уровне конца свай наибольшие значения напряжений составляют:

- вертикальных нормальных напряжений  $S_z = -80$  кН/м<sup>2</sup>;
- сдвиговых касательных напряжений  $S_{xy} = -2,7$  кН/м<sup>2</sup>;
- вертикальных перемещений  $U_z = -12,8$  мм;
- горизонтальных перемещений  $U_x = -0,5$  мм.

В расчетной схеме № 2 в горизонтальном сечении на уровне конца свай наибольшие значения составляют:

- вертикальных нормальных напряжений  $S_z = -130$  кН/м<sup>2</sup>;
- сдвиговых касательных напряжений  $S_{xy} = -19,0$  кН/м<sup>2</sup>;
- вертикальных перемещений  $U_z = -21,1$  мм;
- горизонтальных перемещений  $U_x = -10,7$  мм.



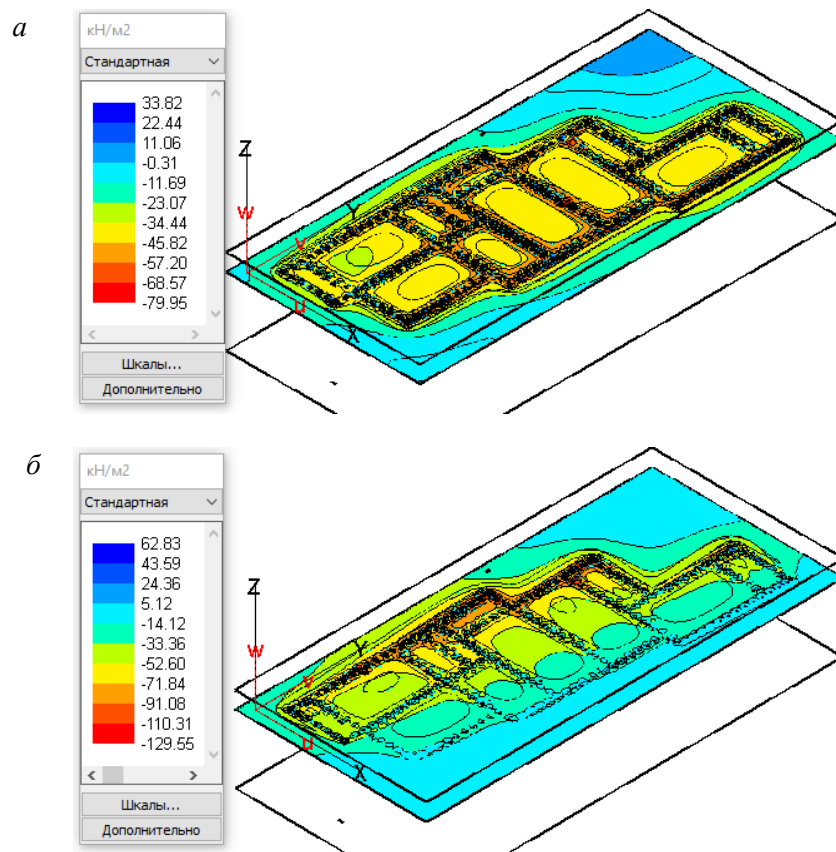


Рис. 7. Изополя вертикальных напряжений  $S_z$  в грунте на уровне конца свай первого блока:

*а* – расчетная схема № 1; *б* – расчетная схема № 2

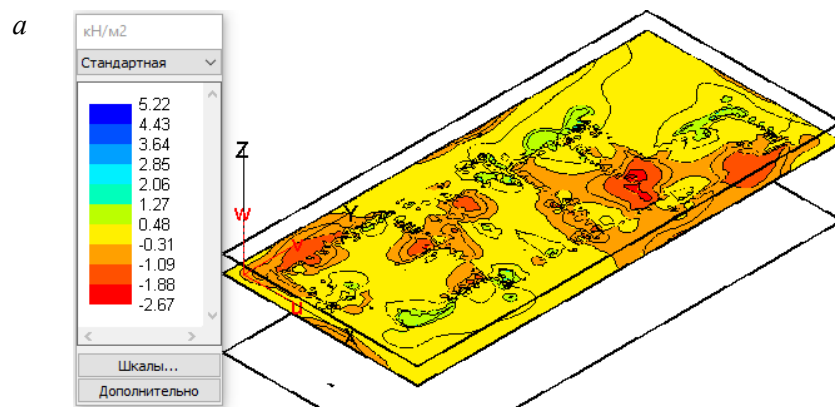


Рис. 8. Изополя сдвиговых напряжений  $S_{xy}$  в грунте на уровне конца свай первого блока (окончание см. на с. 135):

*а* – расчетная схема № 1

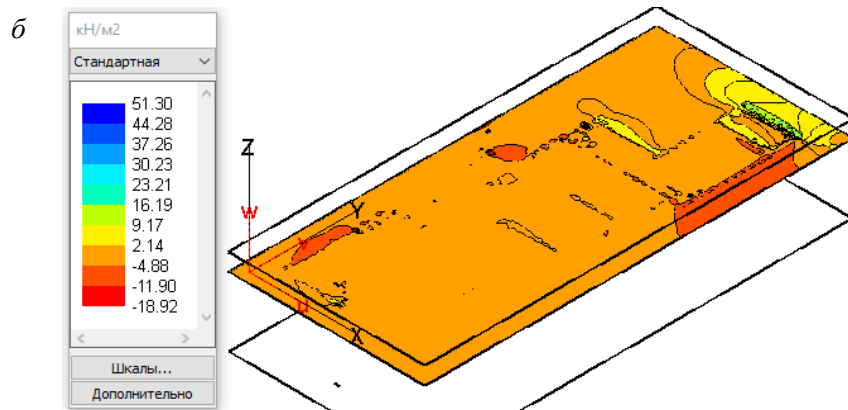


Рис. 8. Изополя сдвиговых напряжений  $S_{xy}$  в грунте на уровне конца свай первого блока (начало см. на с. 134):  
б – расчетная схема № 2

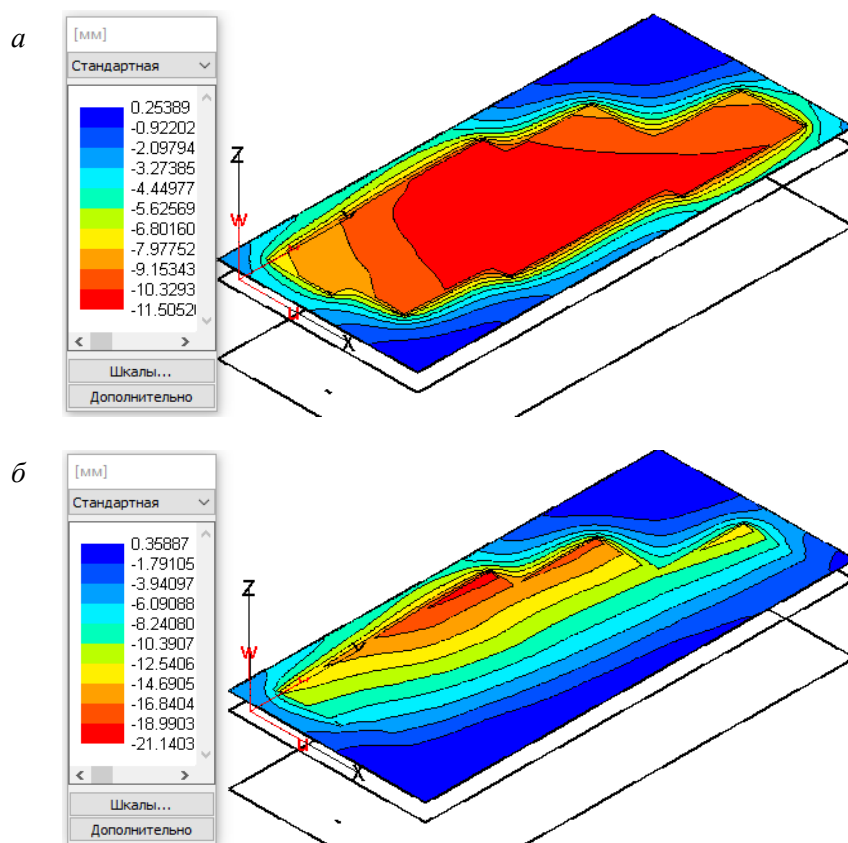


Рис. 9. Изополя вертикальных перемещений  $U_z$  основания на уровне верха свай первого блока:  
а – расчетная схема № 1; б – расчетная схема № 2

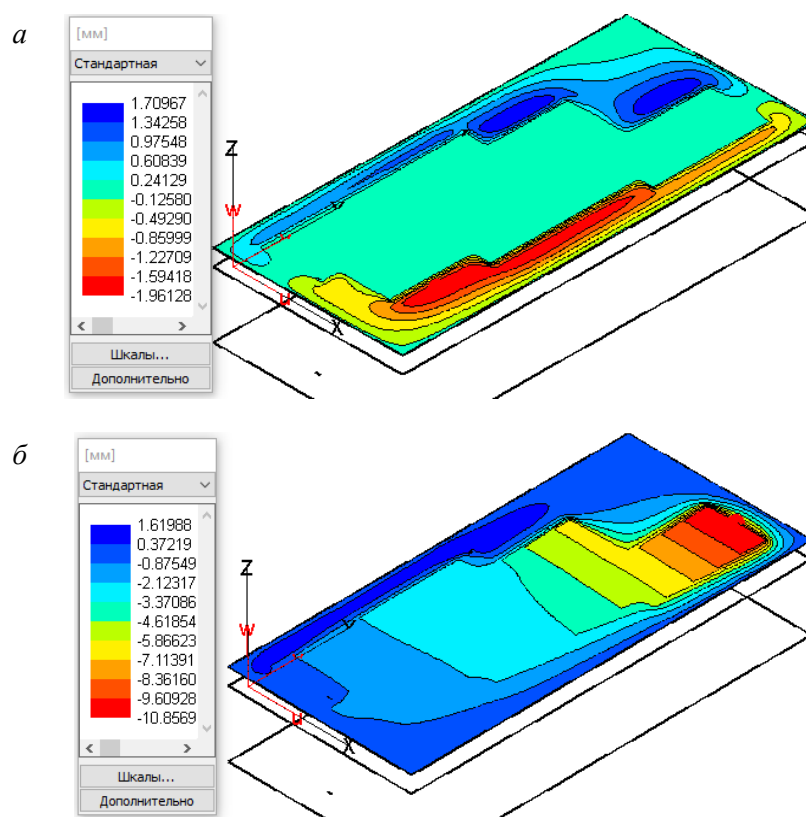


Рис. 10. Изополя горизонтальных перемещений  $U_x$  основания на уровне верха свай первого блока:

*a* – расчетная схема № 1; *б* – расчетная схема № 2

Из анализа полученных результатов видно, что при появлении бокового воздействия на основание первого блока произошло значительное количественное изменение напряженно-деформированного состояния основания в горизонтальном сечении на уровне конца свай по напряжениям и верха свай по вертикальным перемещениям, а именно:

- вертикальные нормальные напряжения увеличились на 38 %;
- сдвиговые касательные напряжения увеличились в семь раз;
- вертикальные перемещения увеличились на 39 %;
- горизонтальные перемещения по оси  $X$  увеличились в 21 раз.

Так как наибольшее сжимающее напряжение  $S_z = 130 \text{ кН/м}^2$  меньше расчетного сопротивления грунта под нижним концом буронабивной сваи, погружаемой удалением грунтового ядра,  $R = 290 \text{ кН/м}^2$  для ИГЭ-4, то можно полагать, что прочность основания обеспечена с коэффициентом использования  $K_{исп} = 130/290 = 0,45$ .

В расчетной схеме № 2 наибольшие вертикальные перемещения основания составили  $f_{\max} = -21,1 \text{ мм}$  и не превышают максимально допустимое значение предельной осадки для многоэтажных кирпичных зданий  $S_u^{\max} = 120 \text{ мм}$ . Максимальная относительная разность вертикальных перемещений основания

равна  $(21,1 - 4,0)/12800 = 0,001$ , что также не превышает предельно допустимую разность осадок  $(\Delta S/L)_u = 0,002$ .

Таким образом, основание первого блока соответствует требованиям первой и второй групп предельных состояний.

### Основные выводы

1. Для защиты от негативного техногенного влияния на первый объемный кирпичный блок, расположенный у подножия откоса горы, было построено три разноуровневых объемных подпорных блока из монолитного железобетона с врезкой в склон горы.

2. Инженерно-геологическими исследованиями было установлено, что устойчивость подрезанного откоса может быть обеспечена наличием подпорной конструкции или выполаживанием откоса.

3. Решение задачи по оценке надежности сооружения при наличии подпорной конструкции выполнено моделированием напряженно-деформированного состояния свайного фундамента и его основания с разработкой расчетной модели в системе «основание – фундамент – сооружение» с четырьмя разноуровневыми объемными блоками, три из которых расположены на подрезанном склоне горы.

4. Расчетным путем установлено, что свайный фундамент всех четырех объемных блоков и его основание удовлетворяют требованиям первой и второй групп предельных состояний.

### 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 : научные труды II Всероссийской (Международной) конференции: 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 недопогрузки 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 and foundation interaction: calculation methodology and practical application in design]. V.M. Ulitskii, Ed., St.-Petersburg: Stroizdat, 2002. 48 p. (rus)
3. Shulyat'ev O.A. Osnovaniya i fundamenty vysotnykh zdaniy [Bases and foundations of high-rise buildings]. Moscow, 2016. 392 p. (rus)
4. Shulyat'ev O.A. Fundamenty vysotnykh zdaniy [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 vysotnykh zdaniy 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 izmeneniya raschetnoi skhemy pri analize raboty konstruktssii [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 modelirovaniye svainykh 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. Programmnyi kompleks konechno-elementnykh raschetov prostranstvennykh konstruktssii na prochnost', ustoychivost' i kolebaniya [MicroFe-SDC software application for finite-element strength, stability and vibration analyses]. ООО "TEKSOFT", 2015. Available: [www.tech-soft.ru](http://www.tech-soft.ru) (rus)
11. Yushchube S.V., Podshivalov I.I., Filippovich A.A., Tryapitsin A.E. Modelirovaniye 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. Modelirovaniye napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya svainogo fundamenta s plitnym rostverkom vysotnogo zdaniya s uchetoм nedopogruzheniya svai [Modeling of stress-strain state of high-rise building pile raft foundation with incomplete

pile installation]. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture*. 2020. V. 22. No. 2. Pp. 145–161.

#### 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

*Ларионов Алексей Сергеевич*, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, adlee@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

*Aleksei S. Larionov*, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, adlee@mail.ru