

# ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2020-22-5-160-172

*С.В. ЮЩУБЕ, И.И. ПОДШИВАЛОВ, Г.И. ТАЮКИН,*

*Томский государственный архитектурно-строительный университет*

## **ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА ВЫСОТНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ВЫЯВЛЕННЫХ ДЕФЕКТОВ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ МОНОЛИТНОЙ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ**

Анализируется влияние дефектов монолитной фундаментной плиты, выявленных при обследовании на возможность ее дальнейшего использования при строительстве высотного 25-этажного каркасного здания. Детальное обследование монолитной фундаментной плиты проводилось с использованием неразрушающих методов контроля, а также путем отбора вертикальных кернов. Установлено, что нарушение технологии производства работ при зимнем бетонировании монолитной фундаментной плиты привело к снижению прочностных характеристик бетона, а также к образованию дефектов в нижних слоях монолитной фундаментной плиты в виде отслоения нижнего защитного слоя бетона и оголения рабочей арматуры. Для безопасной эксплуатации высотного 25-этажного здания предложен вариант усиления существующей монолитной фундаментной плиты с помощью ее наращивания монолитным железобетоном высотой 100 см.

**Ключевые слова:** техническое состояние; обследование; деформации; строительные конструкции; напряженно-деформированное состояние; фундаментная плита; грунтовое основание; прочность бетона; класс бетона; расчетная модель; моделирование; усиление фундамента.

**Для цитирования:** Ющубе С.В., Подшивалов И.И., Таюкин Г.И. Оценка возможности строительства высотного каркасного здания с учетом выявленных дефектов при возведении монолитной фундаментной плиты // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2020. Т. 22. № 5. С. 160–172.

DOI: 10.31675/1607-1859-2020-22-5-160-172

*S.V. YUSHCHUBE, I.I. PODSHIVALOV, G.I. TAYUKIN,*

*Tomsk State University of Architecture and Building*

## **HIGH RISE FRAME BUILDING CONSTRUCTION WITH REGARD TO DEFECTS IN MONOLITHIC BASE SLAB**

The paper analyzes the influence of defects detected in a monolithic base slab on the possibility of its further application in the construction of a 25-storey high-rise frame building. Non-

destructive testing and vertical core sampling techniques are used for the detailed analysis of the monolithic base slab. It is found that irregularities in the procedure during winter concreting of the base slab decreases the strength properties of concrete and provides the defect formation in the slab structure, namely delamination of the lower protective concrete layer and uncovering of working reinforcement. For the safe use of the 25-storey high-rise building, the base slab is proposed to be strengthened by adding in-situ reinforced concrete layer 100 cm thick.

**Keywords:** technical condition; instrument-aided structural survey; deformation; engineering structures; stress-strain state; base slab; soil foundation; concrete strength; concrete grade; calculation model; underpinning.

**For citation:** Yushchube S.V., Podshivalov I.I., Tayukin G.I. Otsenka vozmozhnosti stroitel'stva vysotnogo karkasnogo zdaniya s uchetom vyavlenykh defektov pri vozvedenii monolitnoi fundamentnoi plity [High rise frame building construction with regard to defects in monolithic base slab]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2020. V. 22. No. 5. Pp. 160–172.

DOI: 10.31675/1607-1859-2020-22-5-160-172

При монтаже зданий и сооружений их техническое состояние во многом зависит от качества выполнения работ при устройстве нулевого цикла. Устройство монолитной фундаментной плиты (МФП) толщиной 180 мм по бетонной подготовке на свайном основании выполнялось способом непрерывного бетонирования в зимний период. При выполнении бетонных работ была частично нарушена технология производства работ, что сказалось на качестве устройства фундамента, поэтому дальнейшее строительство здания пришлось остановить.

При наступлении положительных температур было проведено комплексное обследование МФП по выявлению дефектов с целью принятия решения по дальнейшему ее использованию. При обследовании МФП для определения внутренних дефектов и повреждений в виде пустот и раковин, негативно влияющих на ее техническое состояние, был использован ультразвуковой низкочастотный дефектоскоп «А1040М Полигон». Также при обследовании было отобрано пять вертикальных кернов с использованием установки алмазного бурения и определены прочностные показатели бетона плиты по ее толщине. Установлено, что нарушение технологии производства работ при зимнем бетонировании МФП привело к снижению прочностных характеристик бетона, а также к образованию дефектов в нижних слоях МФП на отдельных ее участках в виде отслоения нижнего защитного слоя бетона и оголения рабочей арматуры (рис. 1). Фактическая прочность бетона плиты соответствовала классу бетона от В12,5 до В25 (при проектном классе бетона В25). Пониженные показатели прочности бетона наблюдались в нижних участках МФП.

Расчетная модель, которая может наиболее полно отразить конструктивную схему здания, является одним из важнейших факторов при определении напряженно-деформированного состояния (НДС) строительных конструкций и фундаментов [1, 2]. Верифицированный ПВК MicroFe [3] позволяет реализовать конечно-элементное моделирование системы «основание – фундамент – здание».

При моделировании фундаментной плиты [4], в том числе и на свайном основании [5, 6], большое значение имеет размерность конечно-элементной

сетки, учет физической нелинейности работы ее материалов и оценка погрешности при вычислении внутренних усилий при использовании теории тонких плит, где эффект объемного напряженного состояния может не учитываться.



Рис. 1. Фрагмент края нижней части МФП с оголением арматуры нижнего слоя

При построении расчетной модели «основание – фундамент – здание» размерность решаемой задачи может быть достаточно большой [7, 8]. Для уменьшения этого явления используется детализация конечно-элементной схемы, в которой МФП моделировалась из мелкой конечно-элементной сетки размером  $0,125 \times 0,125$  м, а остальная часть здания – на более крупной конечно-элементной сетке размером  $0,5 \times 0,5$  м. В конечно-элементные размеры сетки МФП должны вписываться размеры свай снизу, колонны-стены, стены ядра и диафрагм жесткости подвала сверху.

О влиянии размеров конечно-элементной сетки в МФП на НДС сопряженных с ней конструкций сообщается в работах [9, 10]. Рассмотрены следующие размеры конечно-элементной сетки МФП:  $0,5 \times 0,5$  м;  $0,25 \times 0,25$  м;  $0,125 \times 0,125$  м. На примере свай оказалось, что при сетке размером  $0,5 \times 0,5$  м наибольшее усилие в свае составило  $N_{0,5 \times 0,5} = 661,4$  кН, при сетке размером  $0,25 \times 0,25$  м –  $N_{0,25 \times 0,25} = 626,9$  кН, при сетке размером  $0,125 \times 0,125$  м –  $N_{0,125 \times 0,125} = 585,3$  кН. Таким образом, с увеличением густоты конечно-элементной сетки МФП, уменьшаются усилия в сваях, снижается погрешность их вычисления, в нашем случае до 11,5 %. При этом перемещения в МФП увеличились на 1,3 % из-за сгущения конечно-элементной сетки.

При использовании мелкой конечно-элементной сетки в МФП на сглаживание концентраций усилий в узлах конструктивных элементов влияют в основном два фактора:

- учет физической нелинейности материалов МФП приводит к уменьшению в ней внутренних усилий и незначительному увеличению перемещений;
- следует использовать процедуру по осреднению усилий в конечных элементах, в результате чего конструктивный расчет осуществляется не по максимальным, а по осредненным значениям усилий в конечном элементе.

Об учете массивности МФП. Фундаментная плита при отношении толщины к длине  $h/l = 1/17 < [1/5]$  может быть отнесена к категории тонких плит, где эффект объемного напряженного состояния может не учитываться [4]. Тем не менее в зонах стыков МФП, сверху с колоннами и с диафрагмами жесткости в большей степени и снизу со сваями в меньшей степени, возникают максимальные усилия, по которым ведется подбор арматуры. В этих сингулярных зонах теория тонких пластин приводит к определенной погрешности.

25-этажное высотное каркасное здание размером в плане по осям 29,6×29,0 м, высотой 79,94 м, с подвалом и техническим этажом имеет систему монолитных железобетонных колонн и диафрагм жесткости, а также лифтовую шахту, являющуюся ядром жесткости каркаса. Элементы каркаса представляют собой колонны Г-образного и прямоугольного сечений с толщиной стенки 20 см на нижних 12 этажах, вышерасположенные колонны – квадратного сечения 40×40 см, диафрагмы жесткости и стены лифтовой шахты имеют толщину 20 см. Класс бетона элементов каркаса – В30. Несущие элементы перекрытий и покрытия – сборно-монолитные ригели по системе Рекон, с жестким сопряжением, с колоннами и с заполнением в пределах ячейки из сборных железобетонных многопустотных плит толщиной 220 мм.

Фундамент – плоская МФП толщиной 180 см, размером в плане по осям 29,6×29,0 м, на забивных сваях сечением 30×30 см, длиной 12 м, с погружением в грунт от 8 до 12 м. Под МФП устроена бетонная подготовка толщиной 150 мм. Отпор под МФП отсутствует.

Геометрическая неизменяемость каркаса здания обеспечивается образованием жесткого соединения колонн с МФП, жесткого сопряжения колонн с ригелями, монолитными диафрагмами жесткости, стенами подвала и горизонтальными дисками перекрытий.

Рассматриваемая площадка строительства высотного здания расположена в северо-восточной части г. Томска в пределах Томь-Яйского водораздела. На данной площадке инженерно-геологический разрез изучен до глубины 43,0 м (рис. 2).

Верхнюю часть разреза до глубины 6,7–7,3 м составляют аллювиально-озерные суглинки мягкопластичной (ИГЭ-304) и тугопластичной (ИГЭ-303) консистенций. Ниже до глубины 19,1–19,5 м залегают супеси, которые в интервале 9,1–11,2 м содержат прослой суглинка мягкопластичного. До глубины 16,0–16,4 м супеси имеют твердую (ИГЭ-401) консистенцию, а ниже – до глубины 19,1–19,5 м – текучую (ИГЭ-406) консистенцию. Далее с глубины 19,2–19,5 м и до 31,3–31,8 м залегают суглинки тугопластичные (ИГЭ-303) с тонкими прослоями и линзами супеси и песка мелкого. Ниже, в интервале 31,3–34,2 м, залегает глина зеленовато-серого цвета полутвердой (ИГЭ-202) консистенции. С глубины 34,2 до 43,0 м расположены пески средние, обводненные.

В пределах разреза выделено два водоносных горизонта. Верхний водоносный горизонт залегает в интервале 16,6–19,2 м, а нижний – от 34,2 до 43 м и ниже. Водовмещающими слоями для верхнего водоносного горизонта являются супеси текучие, а для нижнего – пески средние водонасыщенные. Подземные воды порово-пластового типа, безнапорные. Питание их осу-

ществляется за счет атмосферных осадков. Область разгрузки находится за пределами площадки.

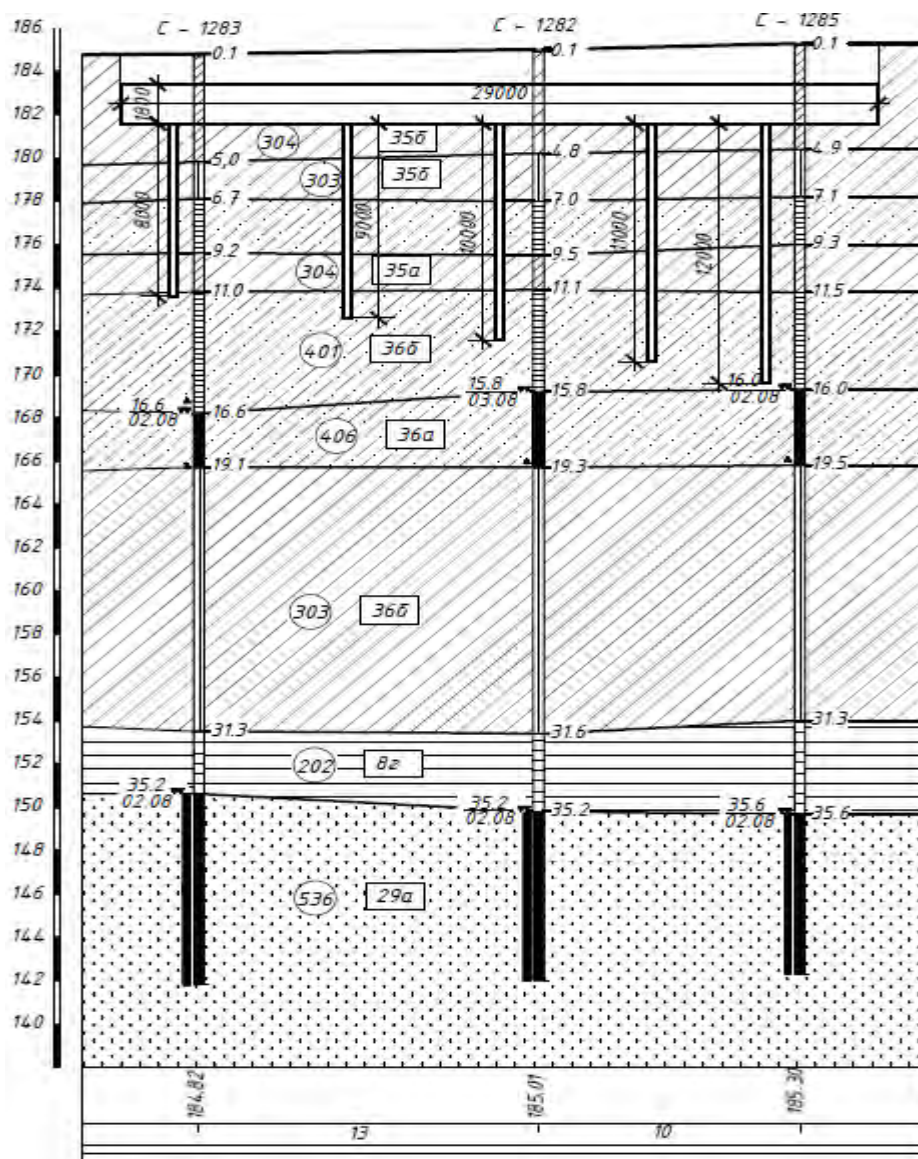


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез

В процессе устройства свайного фундамента часть свай оказалась недопогруженной до проектных отметок. При забивке свай происходит уплотнение грунта за счет внедрения в массив дополнительного объема [11]. Забивка свай сопровождается уплотнением грунтов, отжатием поровой воды, изменением порового пространства и ориентировки частиц грунта. В свою очередь, увеличение плотности скелета и уменьшение коэффициента пористости способству-

ют снижению первичной влажности. При массовой забивке свай в котловане степень уплотнения грунтов достигает своих максимальных значений. При этом резко уменьшается влажность грунтов, и они переходят в разряд твердых или полутвердых по показателю текучести. Основные результаты расчета показателей свойств грунтов, полученные автором [11], приведены в таблице.

#### Основные физико-механические свойства грунтов до и после забивки свай

№ п/п	№ ИГЭ	Разновидность грунта	Мощность слоя, м	Плотность скелета, г/см <sup>3</sup>	Коэффициент пористости	Показатель текучести	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, град	Модуль общей деформации, МПа
1	304	Суглинок мягко-пластичный	2,8	1,570/ 1,719	0,720/ 0,576	0,60/ < 0	20,0/ 37,0	18,0/ 28,0	13,0/ 28,0
2	303	Суглинок туго-пластичный	2,1	1,570/ 1,719	0,726/ 0,576	0,37/ < 0	30,9/ 37,0	20,1/ 28,0	21,8/ 28,0
3	401	Супесь твердая	7,1	1,740/ 1,853	0,550/ 0,457	< 0/ < 0	16,8/ 21,0	26,3/ 36,0	24,7/ 36,0

*Примечание.* Приведены свойства – в числителе до, в знаменателе после забивки свай.

В расчетной модели железобетонные монолитные стены, диафрагмы жесткости, диски перекрытий и МФП моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», колонны и сваи моделировались конечным элементом типа «стержень». Грунтовое основание под ростверком принималось в виде семислойного основания из объемных конечных элементов с послойным заданием модуля деформаций и коэффициента Пуассона. Сопряжение свай с МФП принималось шарнирным.

В железобетонных конструкциях каркаса материал рассматривался как линейный изотропный. В МФП материал принимался как нелинейный слоистый. В расчетной модели были разработаны две расчетные схемы:

– расчетная схема № 1, в которой МФП высотой 180 см принята в виде 12-слойного материала по фактическому его состоянию, определенному по результатам обследования. В двух нижних слоях бетона толщиной 40 мм каждый, расположенных над и под нижней арматурой, принят класс бетона В12,5, в вышерасположенных шести слоях – класс бетона В25. Верхняя и нижняя арматура состоит из двух слоев каждая, стержни – Ø25А500С/200;

– расчетная схема № 2, где МФП высотой 280 см принята в виде 11-слойного материала, наращенная сверху монолитной железобетонной плитой высотой 100 см из бетона класса В25 с двумя слоями верхней и нижней арматуры – стержни Ø25А500С/200. Существующая МФП принята в виде нижней двухслойной конструкции со следующими характеристиками бетона: верхний слой высотой 167 см – класс бетона В25; нижний слой бетона высотой 13 см – класс бетона В12,5. Существующая арматура в МФП в расчет не принималась, т. к. в плите можно учитывать работу только верхней и нижней арматуры.



В каждой расчетной схеме слои МФП имеют нелинейные свойства, определяемые диаграммами – кубической для бетона и упругопластической для арматуры.

Конструктивная и расчетная конечно-элементная модель здания приведена на рис. 3.

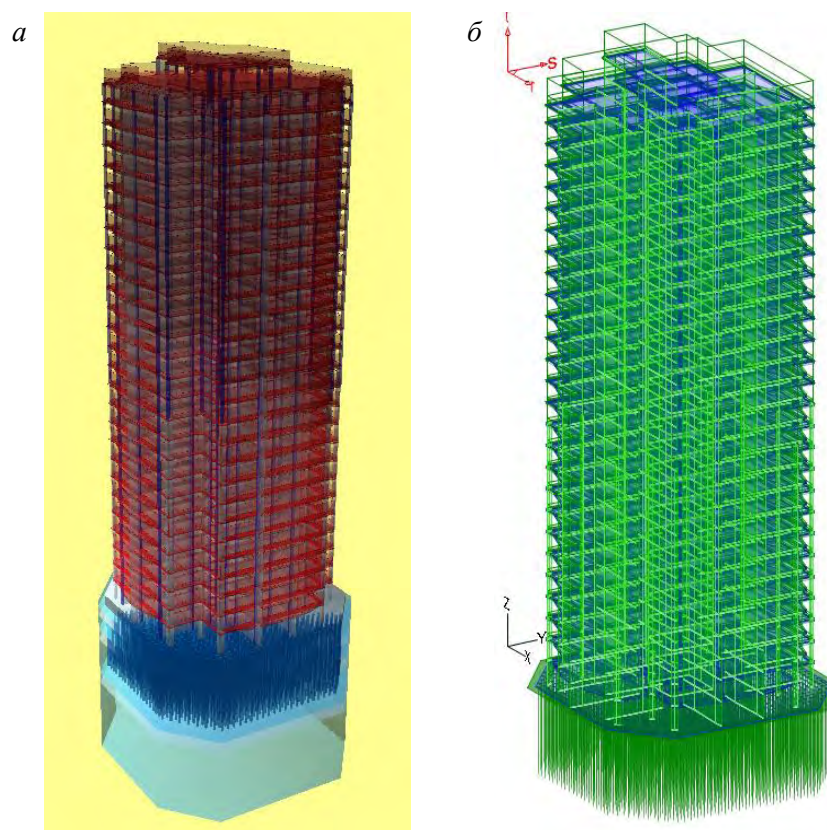


Рис. 3. Конструктивная (а) и расчетная (б) конечно-элементная модель здания

Расчет проводился в такой последовательности:

1. На первом этапе в расчетной схеме № 1 было определено необходимое расчетное армирование существующей МФП, которое составило следующие значения (рис. 4):

- верхняя горизонтальная Ø16A500C/200 без дополнительной локальной арматуры;
- верхняя вертикальная Ø16A500C/200 с дополнительной локальной арматурой Ø18A500C/200;
- нижняя горизонтальная Ø25A500C/200 с дополнительной локальной арматурой Ø14A500C/200;
- нижняя вертикальная Ø25A500C/200 с дополнительной локальной арматурой Ø14A500C/200;
- поперечная под вертикальными элементами каркаса – 20,12 см<sup>2</sup>/м<sup>2</sup>.

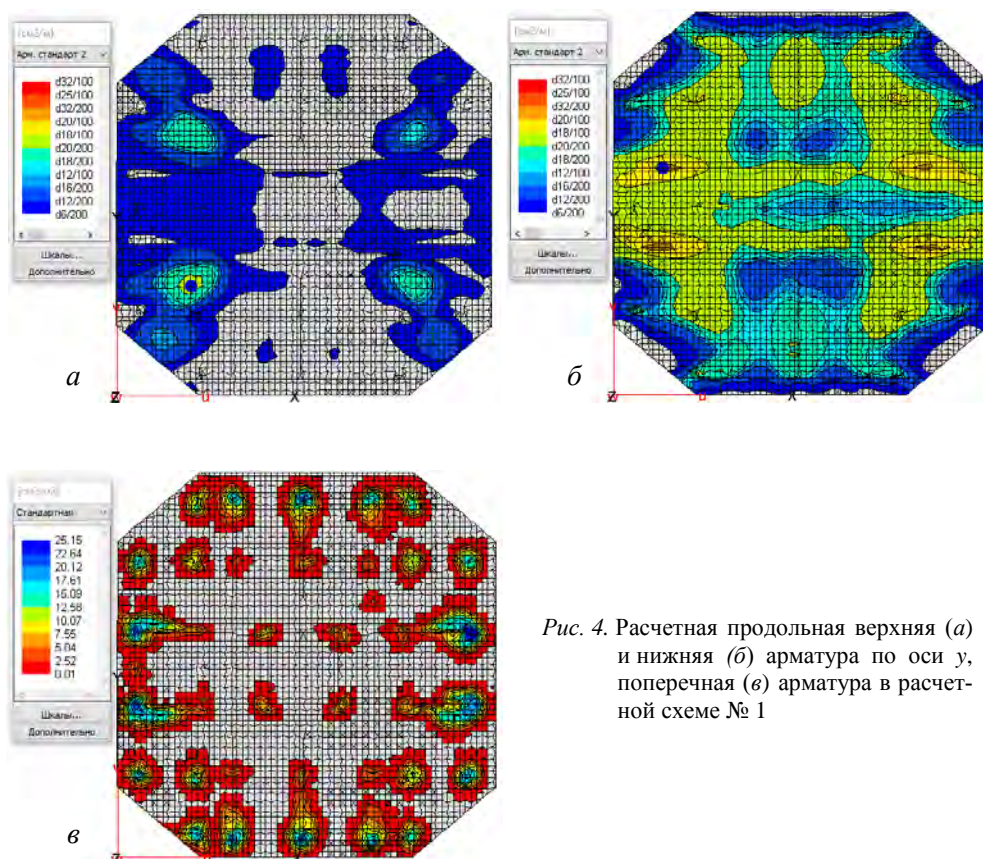


Рис. 4. Расчетная продольная верхняя (а) и нижняя (б) арматура по оси у, поперечная (в) арматура в расчетной схеме № 1

Проектное армирование включало в себя следующие показатели:

- верхняя горизонтальная и вертикальная  $\varnothing 25A500C/200$  без дополнительной локальной арматуры;
- нижняя горизонтальная  $\varnothing 25A500C/200$  с дополнительной локальной арматурой  $\varnothing 20A500C/200$ ;
- нижняя вертикальная  $\varnothing 25A500C/200$  с дополнительной локальной арматурой  $\varnothing 14A500C/200$ ;
- поперечной арматурой являются выпуски из МФП  $\varnothing 20A500C/200$ .

Сравнение расчетного армирования МФП с проектными значениями показало в целом их общее совпадение, однако использовать бетон в нижних слоях монолитной плиты с прочностью бетона ниже допускаемого класса В15 не рекомендуется.

2. На втором этапе в расчетной схеме № 2 было также определено необходимое расчетное армирование в наращенной части МФП, которое составило следующие значения (рис. 5):

- верхняя горизонтальная и вертикальная  $\varnothing 16A500C/200$  с дополнительной локальной арматурой  $\varnothing 12A500C/200$ ;
- нижняя горизонтальная и вертикальная  $\varnothing 25A500C/200$  с дополнительной локальной арматурой  $\varnothing 25A500C/200$ ;
- поперечная под вертикальными элементами каркаса –  $11,23 \text{ см}^2/\text{м}^2$ .



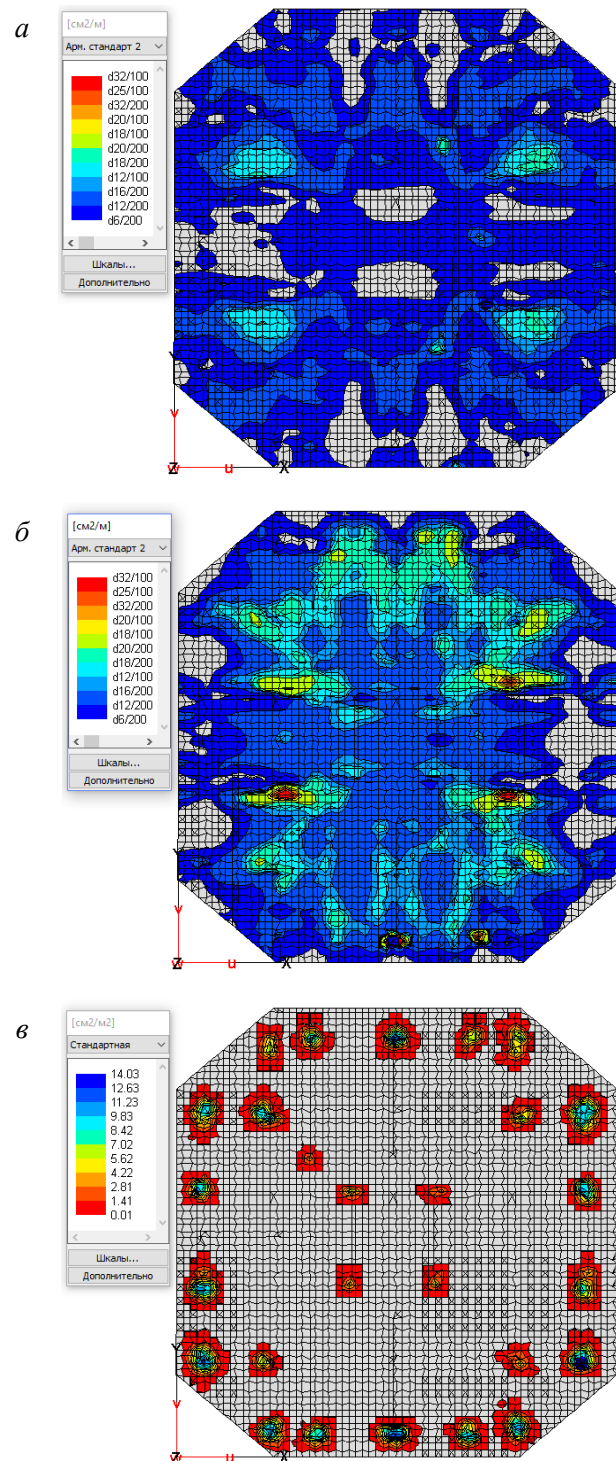


Рис. 5. Расчетная продольная верхняя (а) и нижняя (б) арматура по оси у, поперечная (в) арматура в расчетной схеме № 2

Анализ результатов вертикальных перемещений МФП в расчетных схемах № 1 и 2 с учетом фактической глубины погружения свай, а также с учетом уплотнения грунта в межсвайном пространстве и под острием свай показал, что максимальные значения вертикальных перемещений составляют (рис. 6) 163,1 мм в расчетной схеме № 1 и 170,7 мм в расчетной схеме № 2 и не превышают предельного значения допустимых деформаций основания фундаментов для рассматриваемого типа зданий [180 мм]. В обоих случаях относительная разность вертикальных перемещений МФП составила в среднем 0,0006, что меньше предельно допустимого значения относительной разности осадок [0,003].

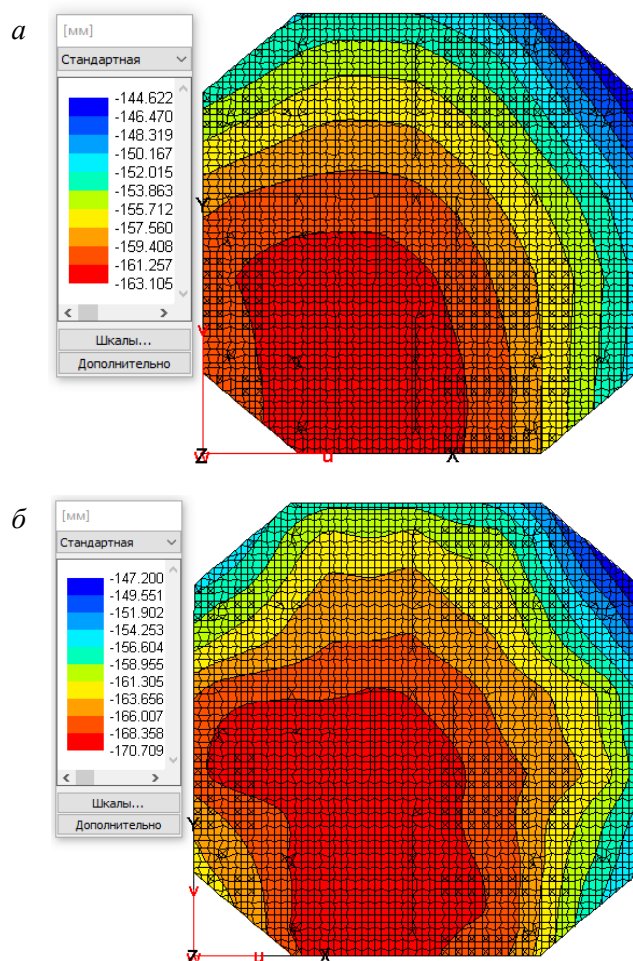


Рис. 6. Изополя вертикальных перемещений МФП в расчетных схемах № 1 (а) и № 2 (б)

Таким образом, предложенное техническое решение по усилению существующей МФП путем ее железобетонного наращивания сверху, выполненное моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонного каркаса на свайном фундаменте с плитным ростверком в системе «основание – фундамент – здание», анализ полученных результатов позволили сделать вывод

о том, что при реализации предложенного технического решения условия по первой и второй группам предельных состояний будут выполнены.

### Основные выводы

1. Установлено, что нарушение технологии производства работ при зимнем бетонировании МФП привело к снижению прочностных характеристик бетона, а также к образованию дефектов в нижних слоях МФП на отдельных ее участках в виде локального отслоения защитного слоя бетона и оголения рабочей арматуры.

2. Решение задачи выполнено моделированием напряженно-деформированного состояния свайного фундамента с плитным ростверком с разработкой расчетной модели системы «основание – фундамент – здание» при учете степени уплотнения грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай.

3. В железобетонных конструкциях каркаса материал рассматривался как линейный изотропный. В МФП материал принимался как нелинейный слоистый. Нелинейные свойства материала каждого слоя задавались соответствующими диаграммами – кубической для бетона и упругопластической для арматуры.

4. Расчетным путем установлено, что при реализации технического решения по усилению существующей МФП путем ее железобетонного монолитного наращивания сверху прочность и жесткость МФП на свайном основании будет обеспечена.

### 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. *MicroFe-СДК.* Программный комплекс конечно-элементных расчетов пространственных конструкций на прочность, устойчивость и колебания // ООО «ТЕХСОФТ». 2015. URL: <http://www.tech-soft.ru>
4. *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.
5. *Шулятьев О.А.* Фундаменты высотных зданий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2014. № 4. С. 202–244.
6. *Шулятьев О.А.* Основания и фундаменты высотных зданий. Москва, 2016. 392 с.
7. *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.
8. *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 // VI Международный симпозиум «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». Владивосток, 2016. С. 133–134.
9. *Кабанцев О.В., Тамразян А.Г.* Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5. С. 15–26.

10. Алмазов В.О., Климов А.Н. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного здания // Вестник МГСУ. 2013. № 10. С. 102–109.
11. Щербак Г.Г. Теоретические основы гравитационного уплотнения и формирования физико-механических свойств горных пород // РАН. Сергиевские чтения. Вып. 4. Москва : ГИОС, 2002. С. 83–88.

## 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: Stroiizdat, 2002. 48 p. (rus)
3. MicroFe-SDK. Programmyi kompleks konechno-elementnykh raschetov prostranstvennykh konstrukttsii na prochnost', ustoichivost' i kolebaniya [MicroFe software package for finite element calculations of strength, stability and vibration of spatial structures]. ООО "TEKhSOFT", 2015. Available: [www.tech-soft.ru](http://www.tech-soft.ru)
4. Karpenko N.I., Karpenko S.N., Kuznetsov E.N. O sovremennykh problemakh rascheta vysotnykh zdanii 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)
5. Shulyat'ev O.A. Fundamenty vysotnykh zdanii [Foundations of high-rise buildings]. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2014. No. 4. Pp. 202–244. (rus)
6. Shulyat'ev O.A. Osnovaniya i fundamenty vysotnykh zdanii [Bases and foundations of high-rise buildings]. Moscow, 2016. 392 p. (rus)
7. 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)
8. Mikhailov V.S., Teplykh A.V. Uchet kharakternykh osobennostei razlichnykh modelei osnovaniya pri raschete vzaimnogo vliyaniya zdanii 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 konstrukttsii i sooruzhenii (Proc. 6th Int. Sci. Symp. 'Relevant Computer Modeling Problems of Structures'). Vladivostok, 2016. Pp. 133–134. (rus)
9. Kabantsev O.V., Tamrazyan A.G. Uchet izmenenii raschetnoi skhemy pri analize raboty konstrukttsii [Consideration of changes in design diagram in structural analysis]. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal*. 2014. No. 5. Pp. 15–26. (rus)
10. Almazov V.O., Klimov A.N. Eksperimental'noe issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya konstrukttsii vysotnogo zdaniya [Experimental investigation of stress-strain state of high-rise buildings]. *Vestnik MGSU*. 2013. No. 10. Pp. 102–109. (rus)
11. Shcherbak G.G. Teoreticheskie osnovy gravitatsionnogo uplotneniya i formirovaniya fiziko-mekhanicheskikh svoystv gornykh porod [Theory of gravitational compaction and formation of physical and mechanical properties of rocks]. In: RAN. Sergievskie chteniya (Proc. Annu. Session of the RAS Scientific Council on Geoecology, Geotechnology and Hydrogeology in memory of Sergeev 'Sergeev Readings'). Moscow 2002. No. 4. Pp. 83–88. (rus)

## Сведения об авторах

Юцубе Сергей Васильевич, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, [sv@tsuab.ru](mailto:sv@tsuab.ru)

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

*Таякин Геннадий Иванович*, канд. техн. наук, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, tgi52@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

*Gennadii I. Tayukin*, PhD, Engineer, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia; tgi52@mail.ru