

There are statements of a new contact problems about deformation of elastic beams and plate on elastic base, methods and techniques for their solution are proposed, namely the variational – differential approach (VDA) by the other numerical methods based on the finite element method and type experiment.

УДК 624.154+691.32.008.6:691.328.1

**Шведовский П.В., Пойта П.С., Клебанюк Д.Н., Сливка Д.Н.**

## ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ ПЛИТНЫХ И ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КАРКАСНЫЕ И КРУПНОПАНЕЛЬНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ

**Введение.** Одной из самых актуальных проблем современного фундаментостроения является выбор надежного варианта фундаментов многоэтажных и высотных зданий. Как показывает практика, эти здания не только создают давление на грунтовое основание порядка 300-700 кПа, но и вовлекают в работу большой массив прилегающего грунта, для которого обычно характерна значительная неоднородность по простиранию и глубине.

Повышенная и неравномерная деформируемость грунтового массива, особенно при неравномерности передачи на него нагрузок, зачастую приводит к развитию чрезмерных осадок, прогибов и кренов фундаментных конструкций многоэтажных и высотных зданий. Так же зачастую характерно и существенно большее развитие зоны деформации грунтового массива вне пятна здания, что обуславливает относительно замедленную стабилизацию осадок и, соответственно, достижение их конечных (максимальных) значений за более длительные интервалы времени.

Следует иметь в виду, что для многоэтажного строительства точность расчета осадок фундаментов является самой приоритетной задачей, так как именно ее величина, в конечном итоге, и определяет большинство конструктивных решений здания [1, 2, 3].

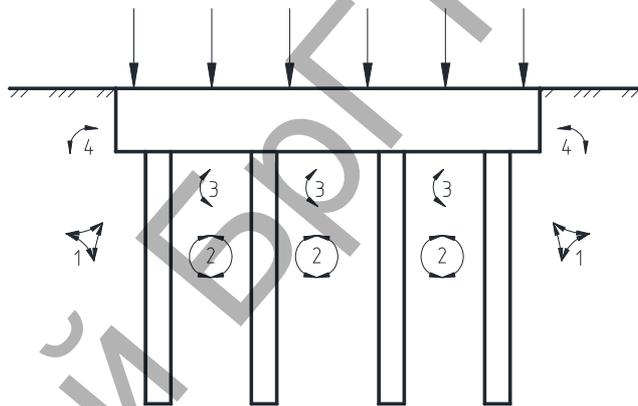
Как показывает практика, обычно в качестве фундаментов, на начальном этапе проектирования, рассматривается монолитная железобетонная плита, обеспечивающая допустимую неравномерность и предельную величину осадки, а так же допустимые величины внутренних усилий и деформаций в фундаментных конструкциях.

Если плитные фундаменты не позволяют обеспечить нормативные проектные требования, то целесообразно переходить на фундаменты глубокого заложения – свайные, с формированием свайных полей с постоянным шагом, либо укрепляющих свайных кустов, т. е. со сгущением шага свай под колоннами, стенами и ядрами жесткости.

Однако учитывая, что механическая работа свай в составе как большемерных групп, так и одиночных свай существенно различается, при этом жесткость групп свай в составе с плитой меньше жесткости одиночных свай, а жесткость плиты со сваями – меньше жесткости плиты без свай, необходимо при проектировании нулевого цикла рассматривать систему «основание-фундамент» с четырьмя видами взаимодействий элементов фундаментных конструкций (рисунок 1).

**Анализ и методика исследований.** Всё вышесказанное позволяет считать, что основную роль в поведении такой сложной многокомпонентной системы играет распределение нагрузки между свайной и плитной составляющими, которое выражается уравнением

$$L_p = \sum \frac{P_{pile}}{P_{tot}}, \quad (1)$$



1 – свая-грунт; 2 – свая-свая; 3 – плита-свая; 4 – плита-грунт  
**Рисунок 1** – Схема взаимодействий элементов в системе «основание-фундамент»

где  $P_{pile}$  и  $P_{tot}$  – соответственно нагрузки на свайную составляющую и общая нагрузка.

Проблема определения свайной составляющей нагрузки обусловлена качественным отличием взаимодействия свайных полей и свайных групп с грунтовым массивом. При свайных полях вовлекается в работу весь массив межсвайного грунта и отпор грунта препятствует смещению свай и концентрируется только в нижней части по острию и части ствола, пропорционально шагу свай, что не характерно для одиночных подкрепляющих свай и свайных кустов.

Все это и создает существенные трудности при проектировании фундаментов, так как пакеты расчетных программ на основе метода конечных элементов, использующие модель упругой или упругоидеальнопластической среды с условием текучести Кулона-Мора, не учитывают различий деформируемости и жесткости грунта от его напряженного состояния. Для модели же упругоэластических сред с деформационным упрочнением, являющейся базовой программы PLAXIS, необходимы знания параметров, не входящих в число определяемых стандартными инженерно-геологическими изысканиями.

В национальных ТНПА отсутствуют методики расчёта деформативных свойств грунта в основании фундаментной плиты. Считается, что вся нагрузка от внешних воздействий передается на основание свайной группой, а несущая способность фундамента определяется как сумма несущих способностей отдельных свай, при этом осадка фундамента определяется как для условного массива с условием, что межсвайный грунт полностью вовлечён в работу сваями.

**Шведовский Петр Владимирович**, к.т.н., профессор, заведующий кафедрой геотехники и транспортных коммуникаций Брестского государственного технического университета.

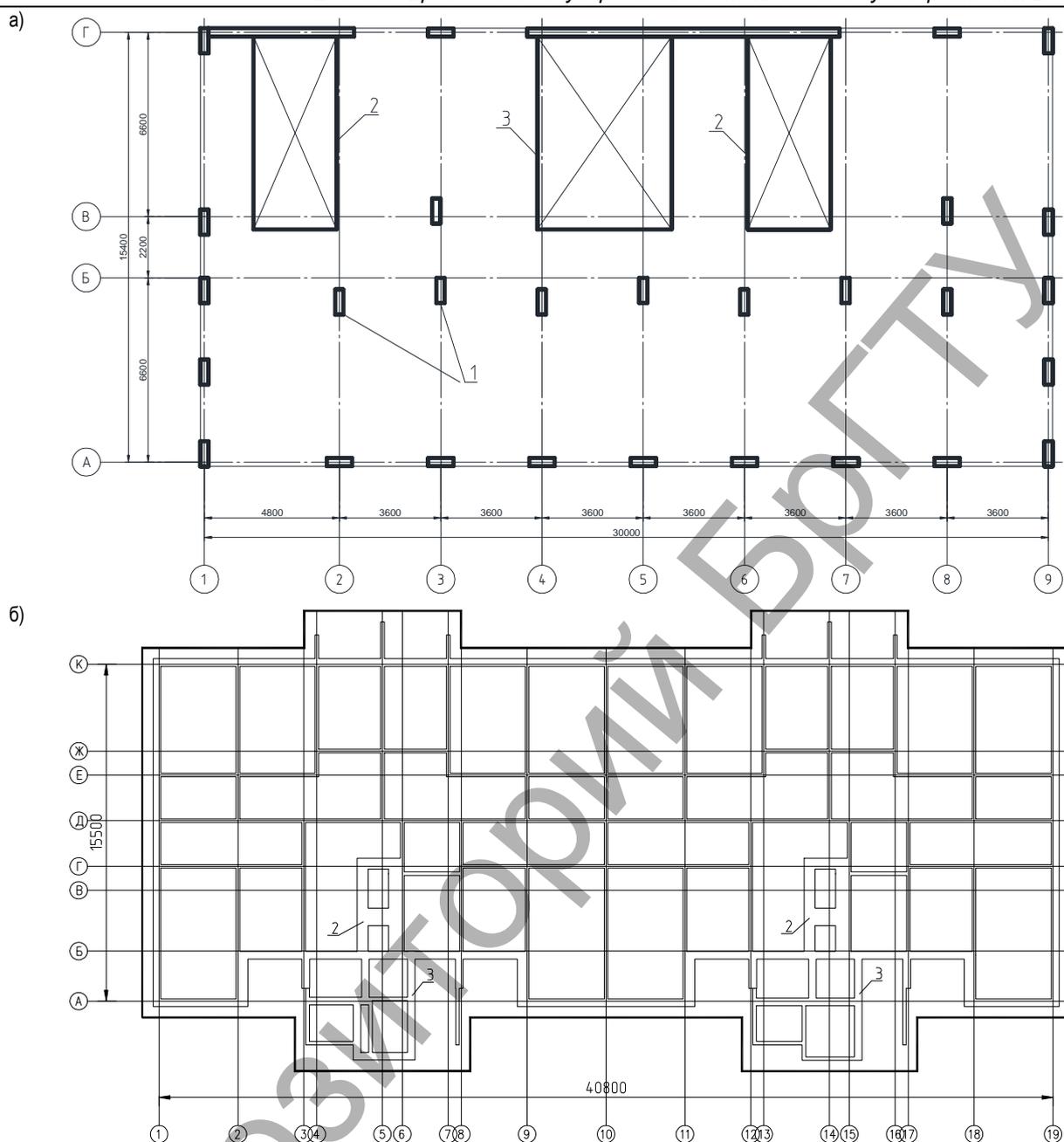
**Пойта Петр Степанович**, д.т.н., профессор кафедры геотехники и транспортных коммуникаций, ректор Брестского государственного технического университета.

**Клебанюк Дмитрий Николаевич**, старший преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

**Сливка Денис Николаевич**, директор ЧПУП «БрестКАДпроект».

Беларусь, Брест, ул. Советская, 80, оф. 49.



1 – колонны; 2, 3 – ядра жесткости

**Рисунок 2** – Конструктивная схема каркасно-монолитного (а) и крупнопанельного (б) зданий

Как отмечено в исследованиях [3, 4], разработка методики расчета с учётом специфики работы межсвайного грунта является одним из возможных путей наиболее полного использования строительных свойств основания, что в конечном итоге позволяет избежать необоснованных запасов по надёжности плитно-свайных фундаментов (ПСФ), сделать их менее материалоемкими, соответственно уменьшив трудоёмкость и стоимость нулевого цикла.

А это позволяет в основу поиска эффективных проектных решений фундаментов многоэтажных и высотных зданий применять снижение веса фундамента на единицу несущей способности и создание конструкций фундаментов, обеспечивающих равномерное напряженное состояние грунтового массива в основании фундамента, и снижение концентрации напряжений на границе «фундамент-основание».

Так как конструктивная схема здания определяет формирование напряженно-деформированного состояния всех фундаментных конструкций, то компьютерное моделирование осуществлялось для двух конструктивных схем зданий – каркасно-монолитного и крупнопанельного (рисунок 2).

Каркасно-монолитные здание – односекционное прямоугольной конфигурации, размерами в плане 16×30 м с монолитными дисками покрытия, пространственная жесткость которых обеспечивается за счет колонн, диафрагм жесткости и трех ядер жесткости (лестнично-лифтовые блоки). Крупнопанельное здание – двухсекционное размерами в плане 15,5×40,8 м с диафрагмами жесткости.

Инженерно-геологические условия и нормативные значения характеристик грунтов оснований представлены в таблице 1.

Расчет выполнялся с применением метода конечных элементов с помощью программного комплекса «Лири-Windows», позволяющего учитывать совместную работу основания, фундаментов и вышележащих конструкций здания. Расчетная схема основания была разработана для определения вертикальных коэффициентов жесткости основания, которые использовались для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «основание-фундаменты-верхнее строение» [5, 6].

Расчетная схема приведена на рисунке 3.

Таблица 1 – Инженерно-геологические условия и нормативные значения характеристик грунтов оснований

Грунты, слагающие ИГЭ	Мощность ИГЭ, м	Плотность грунта, $\rho$ , т/м <sup>3</sup>	Влажность, $W$ , %	Коэффициент пористости, $e$	Удельное сцепление, $C$ , кПа	Угол внутреннего трения, $\varphi$ , град.	Модуль деформации, $E$ , МПа	Коэффициент Пуассона, $f$
Грунты насыпные	1,5	17,7	5,0	0,7	5,0	16,0	9,8	0,25
Пески пылеватые, влажные, средней прочности	2,0	17,2	25,0	0,54	1,0	31,0	17,6	0,28
Супесь пластичная	3,0	17,9	26,0	0,72	7,8	22,0	19,7	0,31
Суглинок тугопластичный	2,0	18,3	17,0	0,68	19,6	18,0	17,4	0,33
Глина полутвердая	6,0	18,8	2,0	0,8	42,4	16,0	21,5	0,35

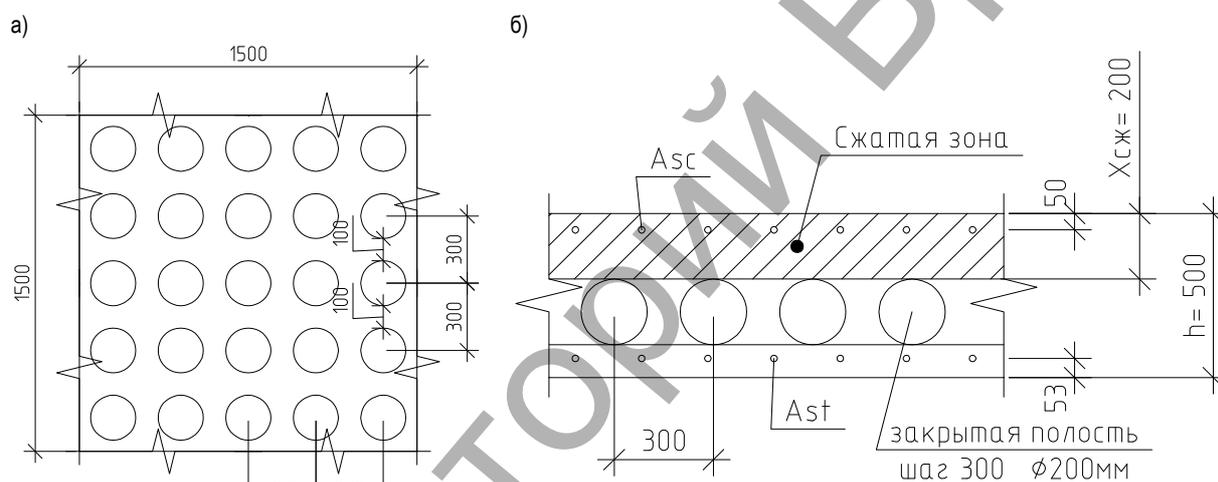
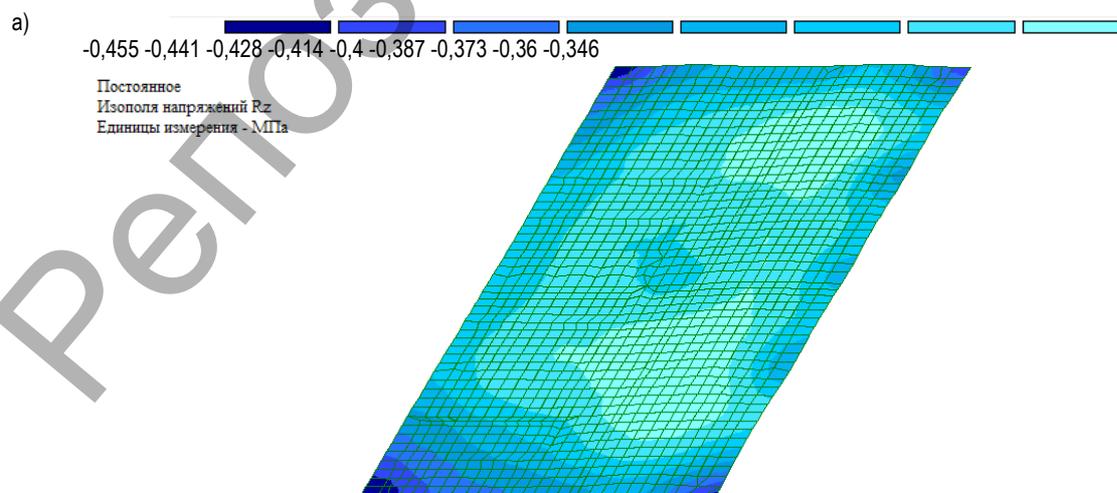


Рисунок 3 – Расчетная схема фрагмента (а) и конструкции (б) плитного фундамента



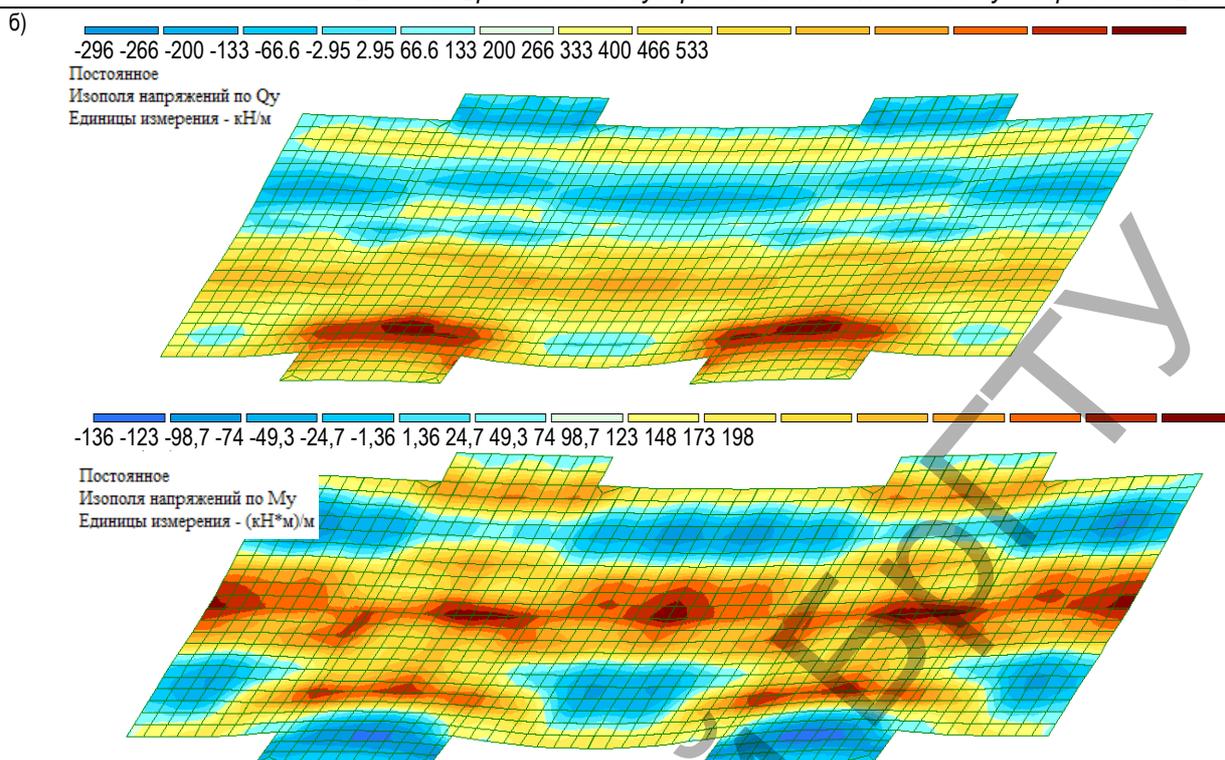


Рисунок 4 – Изополю напряжений в основании плитных фундаментов каркасно-монолитных (а) и крупнопанельных (б) зданиях

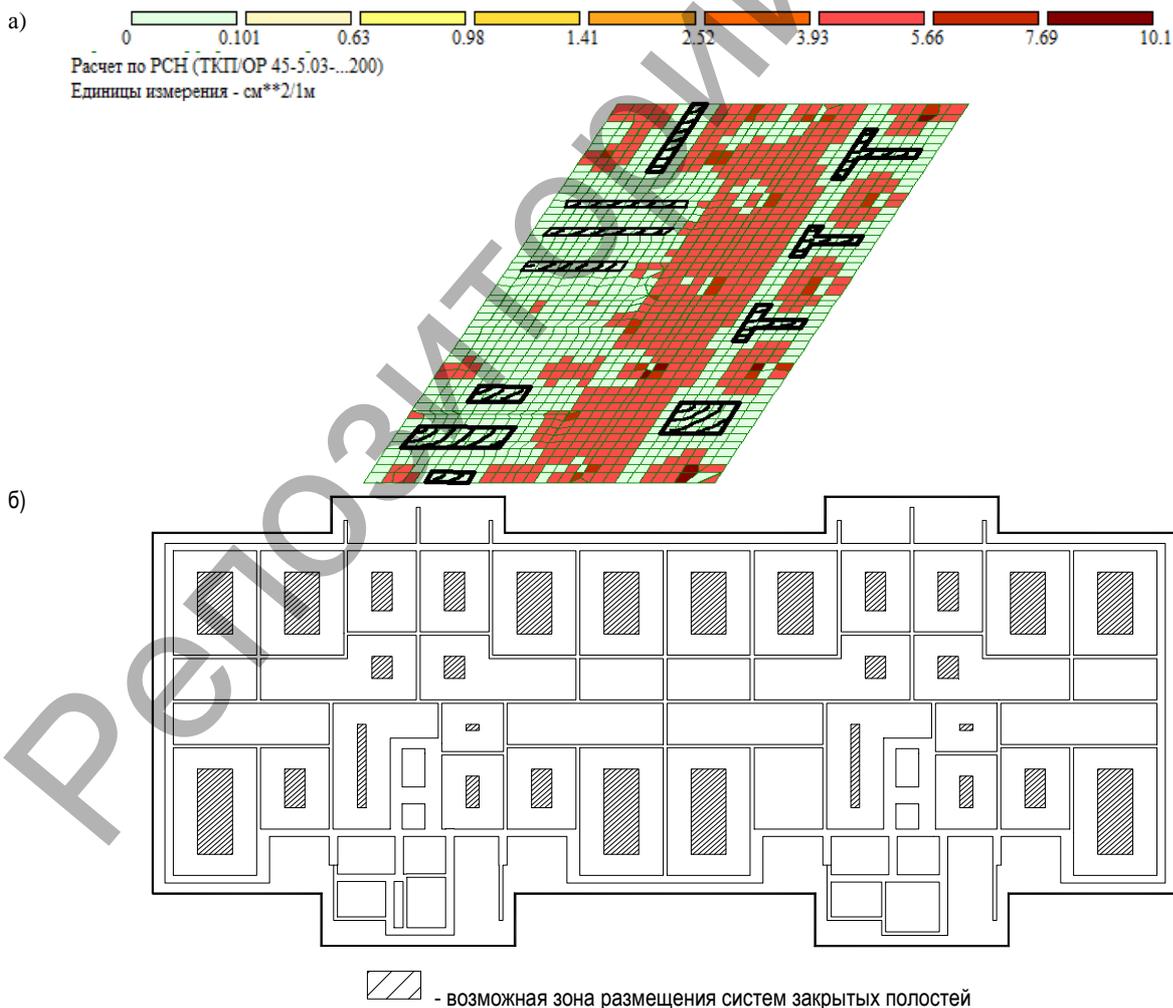
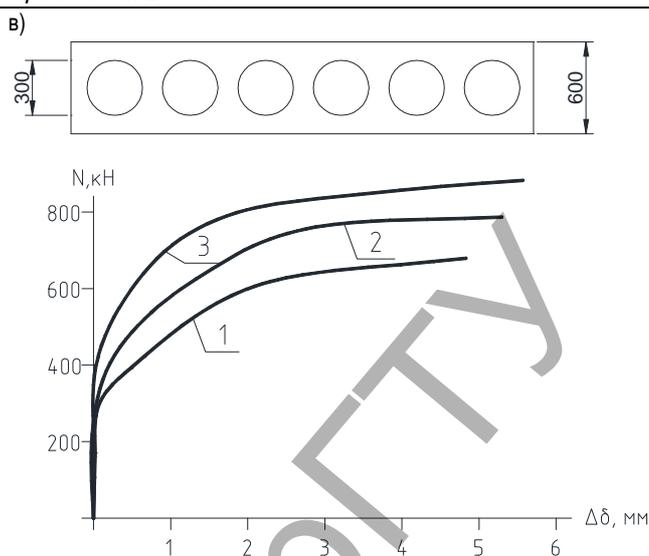
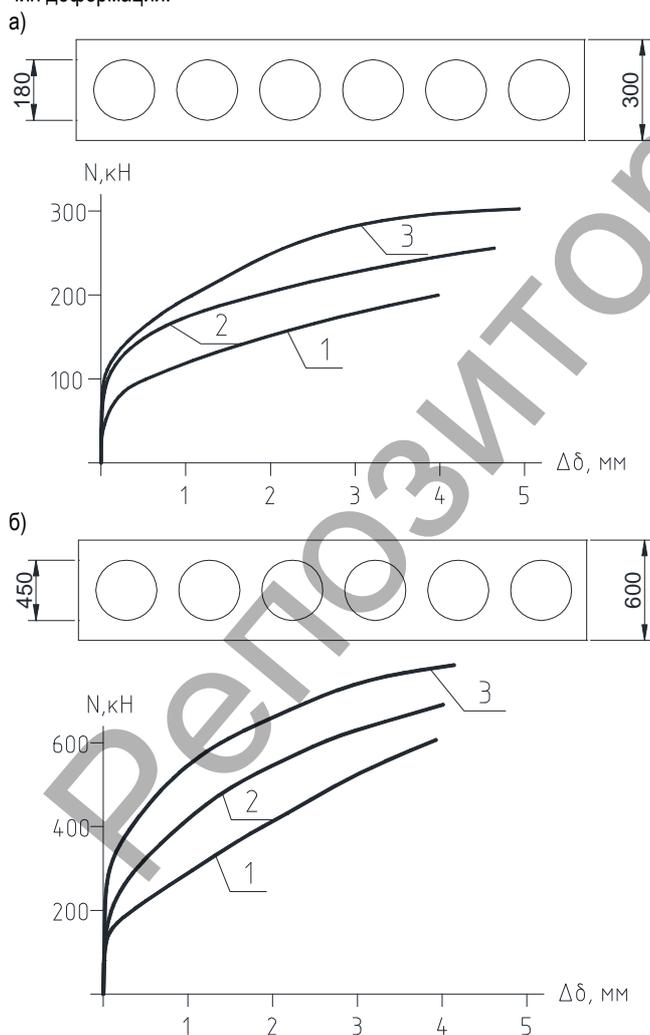


Рисунок 5 – Схема зон размещения систем закрытых полостей в плитном фундаменте каркасно-монолитного (а) и крупнопанельного (б) зданий

**Результаты экспериментов.** Анализ полученных изополей напряжений в основании плитных фундаментов (рисунок 4), а так же мозаики и изополей величин давлений по подошве фундаментов, вертикальных перемещений плит, распределение площади арматуры в верхней и нижней зонах, а также поперечной арматуры вдоль осей  $x$  и  $y$  позволил определить возможные зоны размещения системы закрытых полостей (рисунок 5).

Количество полостей в расчетном фрагменте  $11,11 \text{ м}^2$ , при этом их объем составляет  $- 0,047 \text{ м}^3$ . При общей площади плитного фундамента крупнопанельного здания  $492,6 \text{ м}^2$ , расчетная площадь зоны размещения систем закрытых полостей составляет  $95,2 \text{ м}^2$ , что позволяет уменьшить расход бетона на  $4,45 \text{ м}^3$ . Для каркасно-монолитного здания соответственно уменьшение расхода бетона составляет  $3,76 \text{ м}^3$ .

Не менее существенным является и проблема поиска оптимального соотношения толщины фундаментной плиты и диаметра закрытых полостей. Используя метод «заменяющих балок», позволяющий в качестве расчетной схемы плитного фундамента принять балки, образуемые в двух взаимно перпендикулярных направлениях путем рассечения плиты вертикальными плоскостями параллельными разбивочным осям несущих элементов через середину смежных пролетов [7, 8, 9]. Это позволяет использовать экспериментальные данные, полученные при испытании плит техническим университетом г. Дормштадт и кафедрами строительных конструкций Санкт-Петербургского и Брестского государственного технического университетов [10, 11, 12]. На рисунке 6 приведены конструктивные схемы экспериментальных плит и графики зависимостей нагрузок и величин деформаций.

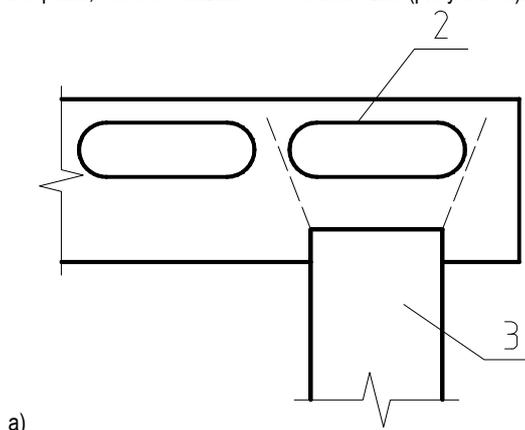


1 – для бетона C20/25; 2 – для бетона C35/45; 3 – для бетона C50/60  
**Рисунок 6** – Конструктивные схемы экспериментальных плит с системой закрытых полостей и график зависимости нагрузок ( $N$ ) и величин деформаций ( $\Delta\delta$ )

Анализ графиков зависимости  $\Delta\delta = f(N \text{ и } C)$  позволяет отметить, что разрушающая нагрузка на плиты с системой закрытых полостей зависит как от соотношения  $\frac{t}{d}$ , где  $t$  – толщина фундаментной плиты,  $d$  – диаметр пустотелых элементов, так и от класса бетона ( $C$ ). Повышение класса бетона в 2,5 раза увеличивает разрушающую нагрузку ( $N$ ) практически в два раза, а максимальный прогиб плиты не превышает 1–3 мм.

Вместе с тем следует отметить, что при устройстве плитно-свайных фундаментов в их работу вносят существенные изменения действия сил продавливания. Как показывают расчеты, устройство систем закрытых полостей в зоне пирамиды продавливания сосредоточенных нагрузок (колонн) возможно только для зданий высотой не более 10 этажей с пустотообразователями с отношением  $\frac{t}{d} > 2$  и классе бетона плитной части не менее C50/60. Для всех зданий, с этажностью более десяти, устройство закрытых полостей в зоне  $3b$  вокруг колонн не допустимо, где  $b$  – ширина сечения колонны. При этом диапазон неразрушающих нагрузок, определяемый величинами напряжений в основании плиты с системами закрытых полостей, соответственно составляет: для 10-этажных зданий – 180-290 кПа, 22-ух – 340-450 кПа и 32-ух – 540-670 кПа.

Этого можно избежать, используя пустотообразователи с параметрами, соотношенными с сечением сваи (рисунок 7а).



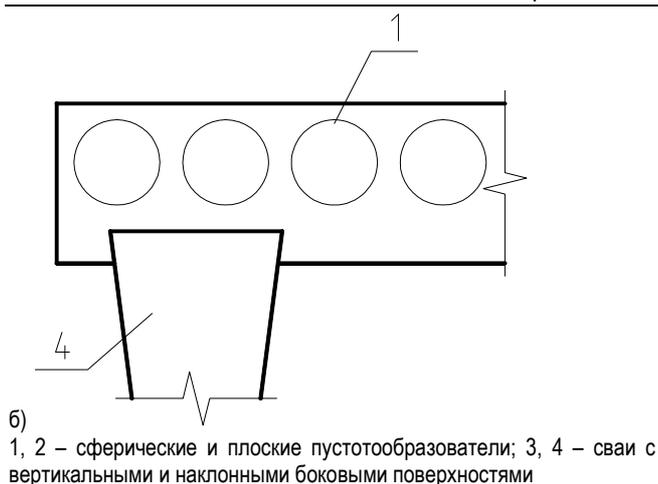


Рисунок 7 – Схема взаимодействия систем закрытых полостей с забивными сваями

Исследования, проведенные на экспериментальных объектах [13], подтвердили перспективность устройства плитных фундаментов с комплексом забивных, набивных и выштампованных свай с наклонными боковыми поверхностями. Несущая их способность может возрасти до 100% в зависимости от грунтовых условий, геометрических параметров и величин осадки, так как наклонные боковые поверхности способствуют максимальному уплотнению грунта в межсвайном пространстве. Наклон боковых поверхностей также исключает развитие отрицательных сил трения и возникновения зазоров между боковыми поверхностями и грунтом в верхней части основания, т. е. уплотненное основание становится несущим слоем как для плиты, так и свай. Такое конструктивное решение позволило снизить стоимость нулевого цикла до 18% по сравнению с традиционными плитно-свайными фундаментами (рисунок 7б).

Не менее эффективным решением будет и устройство плитно-свайных фундаментов с пластической подготовкой (рисунок 8а) и силовой бетонной подготовкой (рисунок 8б).

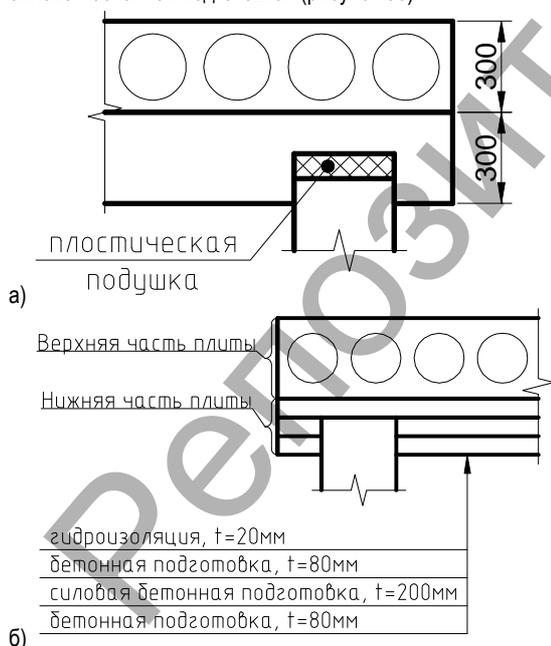


Рисунок 8 – Эффективные конструктивные решения плитно-свайных фундаментов с системой закрытых полостей

При сложности реализации мероприятий, с целью упрочнения грунтового основания и недопущения неравномерности осадок, в некоторых случаях целесообразно переходить на устройство плитных фундаментов с криволинейной или призматической поверхно-

стью опирания. Формирование эпюр реактивных давлений для плитных фундаментов с различной формой поверхности опирания представлено на рисунке 9.

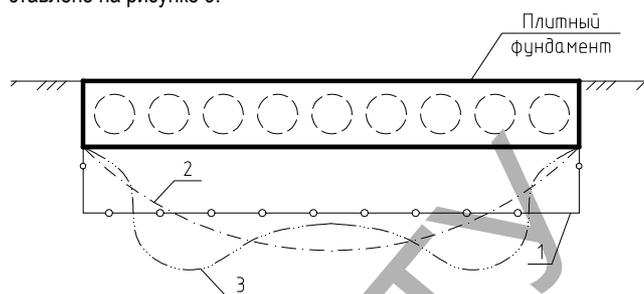


Рисунок 9 – Схема эпюр реактивных давлений под плитными фундаментами с плоской (1), криволинейной (2) и призматической подошвами

Экспериментальные данные [14] показали, что максимальные значения реактивного давления имеются в местах перегиба подошвы, при этом изгибающий момент для плиты с призматической поверхностью опирания до 30% меньше, чем у плитных с плоской подошвой и до 5% меньше, чем у плитных с криволинейной подошвой.

**Заключение.** Анализ особенностей работы плитно-свайных и плитных фундаментов показывает, что они являются эффективным инструментом решения таких сложных проблем, как ограничение общей величины и степени неравномерности осадок при строительстве многоэтажных и высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях.

Расчет осадки плитно-свайных фундаментов целесообразно разделять на две составляющие: локальную осадку продавливания отдельных свай и общую осадку «условного» фундамента с жесткостью в вертикальном направлении, равным осредненной жесткости свай и межсвайного грунта на сжатие, а во всех других направлениях – равной жесткости грунта.

Результаты расчетов для экспериментальных проектируемых зданий позволяют отметить, что снижение материалоемкости плитных фундаментов под многоэтажные здания, используя систему закрытых полостей, формируемых пустотообразователями – в виде модулей из пустотелых конструкций «Eco-Line» или «Slim-Line», эффективно как для каркасных, так и крупнопанельных зданий с этажностью до 10-15 этажей. Большую роль при этом играют особенности грунтовых оснований. Возможная площадь расположения систем закрытых полостей, согласно расчетам, не может превышать 11,9% общей площади плиты.

При этом в расчетах жесткость областей размещения закрытых полостей в плите должна быть уменьшена до 10% по отношению к расчетной жесткости плиты с постоянной толщиной. Соответственно необходимо учесть и снижение сопротивлению сдвига с коэффициентом 0,85. Включение в работу плиты-ростверка позволяет уменьшить фактическую нагрузку на сваи до 20% и более.

Увеличить площадь области размещения систем закрытых полостей в плитно-свайных фундаментах позволяет применение свай с наклонными боковыми поверхностями, пластических подушек, силовой бетонной подготовки, а так же плит с криволинейной и призматической поверхностями опирания.

**СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Тер-Мартirosян, З.Г. Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов / В.И. Теличенко, М.В. Королев // Вестник МГСУ. – 2006. – № 1. – С. 18–27.
2. Оржеховский, Ю.Р. Плитно-свайные фундаменты как способ решения сложных геотехнических проблем / Ю.Р. Оржеховский, В.В. Лушников, Р.Я. Оржеховская, А.С. Ярдяков // Академ. вестник УралНИИпроекта, РААСН, 2015. – С. 82–86.
3. Шумятев, О.А. Фундаменты высотных зданий / О.А. Шумятев // Вестник ПНИПУ, «Строительство и архитектура». – № 4. – М. – 2014. – С. 203–245.

4. Береснев, А.С. О распределении заданного нагружения между плитой и сваями в плитно-свайном фундаменте / А.С. Береснев, А.Ю. Большаков, Г.Н. Гусев, В.В. Коркодинов, Б.Н. Пименов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2008. – Volume 4, Issue 2. – P. 33.
5. Оржеховский, Ю.Р. Экспериментальное исследование плитно-свайного фундамента / Ю.Р. Оржеховский, В.В. Лушников, А.С. Ярдаков // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. Строительные науки. – 2009. – Вып. 1. – С. 71–73.
6. Мирсяпов, И.Т. Моделирование напряженно-деформированного состояния плитно-свайного фундамента при совместном деформировании с окружающим грунтовым массивом / И.Т. Мирсяпов, Д.А. Артемьев // Вестник гражданских университетов. – С-Петербург, 2009. – № 2. – С. 121–124.
7. Мангушев, Р.А. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности / Р.А. Мангушев, А.Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., 2008. – № 1. – С. 15–19.
8. Гусев, Г.Н. Численное моделирование силового взаимодействия плитно-свайного фундамента с грунтовым массивом / Г.Н. Гусев, А.А. Ташкинов // Вычислительная механика сплошных сред. – 2012. – Т. 5, № 3. – С. 359–363.
9. Бартоломей, Л.А. повышение эффективности способов проектирования массивных плитных и свайных фундаментов / Л.А. Бартоломей, И.В. Глушков, А.Г. Кузнецов // Развитие городов и геотехническое строительство. – М., 2006. – С. 48–53.
10. Отчет о результатах исследования несущей способности Сobiax-перекрытий из пустотелых блоков при нагрузке силами сдвига. Технический университет Дормштадта. – 2008. – 37 с.
11. Чураков, А.Г. Двухосная пустотная плита с инновационными видами пустот / А.Г. Чураков // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014. – № 6(21). – С.-Петербург. – С. 71–81.
12. Коцюра, И.П. Экспериментальные исследования балочного фрагмента монолитной многупустотной плиты перекрытия / И.П. Коцюра, Е.А. Деркач, Н.Н. Шалобита // Вестник ГТУ. – Т. 6, № 2. – 2016. – С. 74–82.
13. Сернов, В.А. Экспериментальные исследования свайно-плитных фундаментов из коротких конических свай на строительных площадках г. Минска / В.А. Сернов // Наука и техника. – Минск. – № 2. – 2015. – С. 66–72.
14. Грицук, М.С. Рациональные конструкции плитных фундаментов / М.С. Грицук. – Брест, 1997. – 218 с.

Материал поступил в редакцию 29.01.2018

**SHVEDOVSKY P.V., POYTA P.S., KLEBANUYK D.N., SLIVKA D.N. Features of constructing of the tiled and tiled-pile foundations under framework and large-panel multistory building**

The Article is sanctified to the problem to the features of constructing and decline of uneven deformability of the ground array under foundations of the pitch and multistory building erected in difficult engineer-geological terms. The recommendable systems of the closed cavities from the modules of hollow constructions of "Eco-Line" or "Slim-Line" allow to optimize the structural decisions of the tiled and tiled-pile foundations, executed both on piles with sloping sides, plastic pillows with power concrete preparations and with the curvilinear surfaces of leaning.

The suggested solutions allow to reduce the material consumption and cycle costs to 18% in comparison with traditional mitno-pili foundations, increasing their bearing capacity.

УДК 624.154.04

**Чернюк В.П., Шляхова Е.И.**

**РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВИНТОВЫХ ЛОПАСТЕЙ СВАЙ И АНКЕРОВ В ИХ РЕЖУЩИХ И ХВОСТОВЫХ ЧАСТЯХ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**Введение.** Винтовые лопасти анкерных свай и анкеров, в отличие от круглых пластин переменной толщины в виде круглых фундаментных плит, турбинных дисков, лопастей гидромашин, клапанов, задвижек и т. п., имеют свои особенности расчета и проектирования в силу конструктивного исполнения по двум причинам.

Эти отличия заключаются в том, что винтовая лопасть, во-первых, представляет собой разрезную (незамкнутую) винтовую пластину-оболочку, защемленную в стволе сваи и работающую совместно с основанием. Во-вторых, в отличие от сплошных (неразрезных) круглых пластин постоянной или переменной толщины, винтовая лопасть является конструкцией пространственной, т. к. след лопасти на ступице составляет 1,0...1,25 шага и больше, а в плане она имеет 1,0...1,25 оборота. Винтовая лопасть, имеющая радиальные разрезы в режущей (передней) и хвостовой (задней) частях пластины, разведена в разные стороны вдоль ствола сваи, имеет пространственную конструкцию.

Жесткость и прочность такой пространственной конструкции в центральных частях лопасти (между режущей и хвостовой частями) несколько выше жесткости и прочности плоской разрезной пластины, но в самих режущих и хвостовых частях - значительно ниже прочности и жесткости (чем в центральных частях), что обуславливается возможностью работы передней и задней частей лопасти на изгиб.

**Подробный расчет и проектирование винтовых лопастей**

свай и анкеров в центральных частях (как круглых пластин переменной толщины) изложен и приведен в [1]. Однако данный способ для расчета прочности и жесткости в режущих и хвостовых частях винтовых лопастей неприемлем из-за другой схемы их работы в основании, в частности, из-за их работы в этих частях на изгиб.

По этой причине и в связи с тем, что расчет прочности незамкнутой, т. е. разрезной пластины-оболочки в передней и хвостовой частях, защемленных в стволе сваи и работающих совместно с основанием, аналитическими и численными методами реализовать сложно, трудоемко и, даже, невозможно, необходимо принятие некоторых допущений. Так как угол подъема срединной (центральной) поверхности лопастей существующих винтовых свай и анкеров незначителен и изменяется в пределах 9...20°, то расчетную схему пространственной винтовой лопасти вполне допустимо принять в виде кольцевой пластины, имеющей, в отличие от известных расчетных схем, разрез в радиальном направлении, т. е. винтовую лопасть, конструкцию-пространственную, имеющую радиальный разрез, можно рассматривать в центральных сечениях с достаточной степенью приближения, как разрезную плоскую кольцевую пластину-оболочку постоянной или переменной толщины. Игнорирование пространственной работы лопасти, а также уменьшение ее площади, по сравнению с реальной изогнутой винтовой пластиной-оболочкой, будет идти в запас прочности [1].

**Чернюк Владимир Петрович, к.т.н., доцент кафедры технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.**

**Шляхова Екатерина Ивановна, ассистент кафедры технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.**

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.