

К ОСОБЕННОСТЯМ РАСЧЁТОВ ПЛИТНЫХ И ПЛИТНО – СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С СИСТЕМОЙ ЗАКРЫТЫХ СФЕРИЧЕСКИХ ПОЛОСТЕЙ.

Пойта П.С., д-р техн. наук, профессор, **Шведовский П.В.**, канд. техн. наук, профессор, **Клебанюк Д.Н.**, **Сливка Д.Н.**
(Брестский государственный технический университет,
г. Брест, Беларусь)

К основным тенденциям в фундаментостроении сегодня относят значительное увеличение нагрузок на фундаменты и использование строительных площадок с неоднородными, а зачастую и малоблагоприятными, грунтовыми условиями. Это обуславливает широкое применение плитных (ПФ) и, особенно, плитно – свайных фундаментов (ПСФ).

Практически во всех методиках расчётов ПФ и ПСФ имеется общий недостаток – сложность, а зачастую неопределённость, учёта влияния особенностей формирования напряженно – деформированного состояния (НДС) грунтового массива и межсвайного грунта на уменьшение жёсткости плитной части фундаментов. Как показывают экспериментально – теоретические исследования моделей ПСФ проведённые Мирсаяповым И. Т. [1] при расчётах необходимо исходить из условия, что отпор грунта по подошве плиты-ростверка имеет форму пирамиды, основание которой отстаёт от граней плиты на один шаг свай, что определяет необходимость её условного разделения на три зоны (рис. 1).

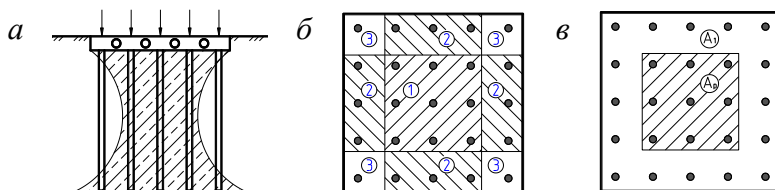


Рис. 1. Расчётные схемы отпора грунта в основании (а) и схемы разбиения на расчётные зоны свайного поля (б) и плиты-ростверка (в):

1 – расчетные зоны центральных; 2 – краевых; 3 – угловых свайных полей

Тогда несущая способность фундамента будет определяться зависимостью

$$R = \sum_{v=1}^n R_{св} + R_{пл}, \quad (1)$$

где $R_{св}$ – реакция свай; $R_{пл}$ – реакция плиты-ростверка и

$$R_{св} = R_{\delta} + R_{лаб}; \quad (2)$$

$$R_{пл} = f(x) \cdot \int_0^A \delta dA_p; \quad (3)$$

$$R_{\delta} = \int_0^x f_i \cdot \pi D \cdot dz; \quad i = 1, 2, 3; \quad (4)$$

$$R_{лаб} = q_i \cdot \frac{\pi D^2}{4} f(x) \quad (5)$$

где $f(x)$ – коэффициент полноты эпюры давления и $f(x) = 0,3 \div 0,4$;

δ – напряжения в грунте под подошвой плиты-ростверка;

f_i – сопротивления по боковой поверхности свай в i -ых зонах;

q_i – сопротивления по лобовой поверхности свай в i -ых зонах;

A_p – расчетная площадь плиты-ростверка на которую приходится отпор грунта и

$$A_p = A_{\phi} - A_1; \quad (6)$$

$$A_1 = 3al + (l - 3a) \cdot 3a; \quad (7)$$

a – шаг свай, l – длина плиты-ростверка.

Отсюда очевидно, что наиболее целесообразным конструктивным решением для фундаментов с системой закрытых полостей является раздельное сопряжение плиты-ростверка со сваями (рис. 2).

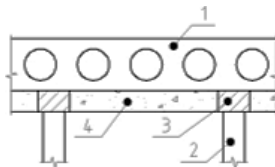


Рис. 2. Конструктивная схема фундамента с раздельным сопряжением свай и плиты-ростверка:

1 – плита-ростверка; 2 – сваи; 3 – полость заполненная низко модульным материалом; 4 – бетонная подготовка

Особенностью работы таких фундаментов является последовательность включения в работу плитных и свайных составляющих нагрузок. В начальный период включается в работу только плитная часть, воспринимающая допустимое давление $P_{пл}$, а только затем включаются в работу сваи.

Эффективность такого типа фундаментов определяется оптимальным распределением сопротивления между плитной и свайной составляющих [2]. Раздельное включение в работу плиты-ростверка и свай, при этом в начальный период загрузки в работу включается плита-ростверк, что обуславливает её возможность максимально продеформироваться и только затем в работу включаются сваи, что позволяет до 50%, от полной нагрузки, передать плитную часть и существенно снизить материалоемкость фундаментов.

Такая схема работы, т.е. формирование двух сжимаемых толщ – под плитой-ростверком и нижними концами свай, определяет и соответствующую методику расчетов:

– определяются давления под плитой-ростверком $P_{пл}$

$$P_{пл} = \frac{d_1 + \sqrt{d_1^2 + \frac{4S_{пл}E}{k \cdot \gamma \cdot \beta}}}{2} \cdot k\gamma, \quad (8)$$

где d_1 – глубина заложения подошвы плиты-ростверка;

$S_{пл}$ – допустимая осадка плитной части;

k – коэффициент, принимаемый в зависимости от ширины плитной части;

β – безразмерный коэффициент, определяющий поперечное расширение и боковое давление;

γ , E – усредненные характеристики грунтовой толщи;

– определяется расчетная нагрузка N на сваи длиной $l > H_c$, где

$$H_c = \frac{P_{пл}}{k \cdot \gamma} - d_1; \quad (9)$$

– определяется расстояние между осями свай по зависимости

$$l = \sqrt{\frac{1}{d^2} \cdot \frac{N}{P - P_{пл}}}, \quad (10)$$

с проверкой условия

$$P_N = P - P_{\text{пл}}, \quad (11)$$

где P_N – давление в уровне подошвы свай;

d – диаметр свай;

P – полное давление под подошвой плитной части;

– осуществляется проверка соответствия главному условию

$$S_{\text{пл}} + S_N \leq S_u, \quad (12)$$

где $S_{\text{пл}}$ – осадка плитной части,

S_N – осадка свай,

S_u – предельно допустимая осадка фундамента.

Расчеты осадок выполняются по формулам для равномерно нагруженного слоя грунта.

По экспериментальным данным и результатам численных решений [2,3,4,5] установлено, что напряжения от изгиба в плитах-ростверках с криволинейной поверхностью опирания меньше, чем в плитах-ростверках с плоской подошвой на 30 – 35%, а осадки соответственно на 15 – 20%. При этом, с точки зрения оптимальности, криволинейность формы плиты – ростверка должна базироваться на уравнении:

$$\iint P(\xi, n) k_{(x-\xi; y-n)} \cdot d\xi \cdot d_n = \delta + z, \quad (13)$$

где $k_{(x-\xi; y-n)}$ – ядро основания,

δ – осадка плиты-ростверка;

$z = f(x, y)$ – уравнение поверхности подошвы, с учетом условия предельного равновесия грунтового массива.

Наиболее приемлемыми, с практической точки зрения и с учетом неопределенности отдельных факторов и условий работы, являются следующие уравнения:

$$f(z) = \frac{P_{\text{ср}}}{E_0} \left(\frac{5x^2}{b} - a_1 x \right), \quad (14)$$

где $P_{ср}$, E_0 и b – соответственно, нагрузка, модуль деформации грунта основания и ширина плиты-ростверка;

a_1 – коэффициент, зависящий от ширины плиты-ростверка и $a_1 = 0,75 - 0,84$

$$f(z) = \frac{2(1-\mu_0^2)}{\pi E_0 R} \cdot a(z), \quad (15)$$

где μ_0 – коэффициент сжимаемости грунта;

$a(z)$ – функция определяемая соотношением r/R ;

r и R – соответственно радиусы окружности и сферических поверхностей.

С целью недопущения предельных зон сдвигов под краями плиты-ростверка, а также под краями площади, составленной ядрами уплотнения грунта основания под нижними концами свай, заглубленных на одну глубину, целесообразна реализация следующего инженерного решения: дно котлована выполняют в продольном и поперечном сечениях в виде окружностей, образующих цилиндрическую поверхность для протяженной или сферическую чашу для квадратной плиты-ростверка, а сваи забивают на глубину, очерчиваемую окружностями, соответствующими окружностям профиля котлована (рис. 3).

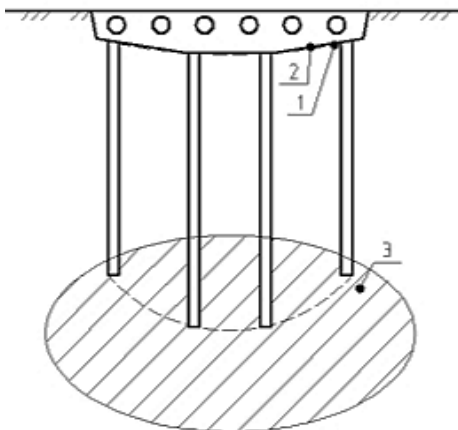


Рис. 3. Расчётная схема фундаментов с криволинейной поверхностью опирания:

1 – сферическая поверхность опирания; 2 – поверхность опирания с краевыми скосами; 3 – ядро уплотнения грунтового массива

При этом радиус окружности профиля определяется зависимостью [6]:

$$R = \frac{B}{2\sin\varphi}, \quad (16)$$

где B – ширина плиты-ростверка по сечениям котлована;

φ – угол упругого полуконтакта выпуклой подошвы плиты-ростверка и

$$\varphi = \arctg \left[\frac{P_{ст}}{2(P_{кр} + c \cdot ctg\varphi)} \right]; \quad (17)$$

$P_{ст}$ – давление потери структурной прочности грунта основания на растяжение и

$$P_{ст} = \frac{2c \cdot \cos\varphi}{1 + \sin\varphi}; \quad (18)$$

$P_{кр}$ – давление максимально упругого состояния грунта основания и

$$P_{кр} = \frac{\pi c + \gamma h [1 + (\varphi + 3\pi/2) \cdot tg\varphi]}{1 - (\frac{\pi}{2} - \varphi) \cdot tg\varphi} + \frac{2c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi}, \quad (19)$$

h – глубина заложения плиты-ростверка;

φ – угол внутреннего трения;

c – удельное сцепление;

γ – удельный вес грунта основания.

Для определения усилий в плите-ростверке при точечных опорах (каркасные здания) рекомендуется использовать метод "заменяющих балок". Заменяющие балки образуются в двух взаимно перпендикулярных направлениях путем рассечения плиты-ростверка вертикальными плоскостями параллельными разбивочным осям колонн через середины смежных пролётов (рис. 4).

Этот метод позволяет представить заменяющую балку в виде полосы шириной, равной расстоянию между серединами двух соседних пролетов, примыкающих к соответствующему ряду колонн.

Разбивая условно площадь плиты-ростверка на подколонные и средние пролетные полуполосы, можно рассчитать соответствующие эпюры изгибающих моментов и по пролетным моментам подобрать верхнюю арматуру, а по опорным – нижнюю.

Экспериментальные данные [7], полученные при испытании плит-ростверков с системой закрытых полостей техническим университетом (г. Дормштадт) и кафедрами строительных конструкций Санкт-Петербургского и Брестского государственных технических университетов [8,9] позволили построить графики зависимостей нагрузок и величин деформаций $\Delta\delta = f(N, c)$ (рис. 5).

Анализ графиков позволяет отметить, что разрушающая нагрузка на фундаменты с системой закрытых полостей зависит как от соотношения $\frac{t}{d}$, где t – толщина плиты-ростверка, d – диаметр сферических пустот, так и от класса бетона (С). Повышение класса бетона в 2,5 раза увеличивает разрушающую нагрузку (N) практически в два раза. Максимальный прогиб плиты-ростверка не превышает 1-3 мм. Результаты компьютерных расчётов для экспериментальных проектируемых объектов позволяют отметить, что снижение материалоемкости ПСФ под многоэтажные здания, используя систему закрытых полостей, формируемых пустообразователями – в виде модулей из пустотелых конструкций "Еco-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, не может превышать 11,9 % от общей площади плиты-ростверка.

Что касается устройства закрытых полостей в зоне пирамиды продавливания сосредоточенных нагрузок (колонн), то как показали результаты имеющихся экспериментов и проведённые расчёты, это возможно только для зданий высотой не более 10 этажей с пустообразователями с соотношением $\frac{t}{d} > 2$ и классе бетона плитной части С50/60.

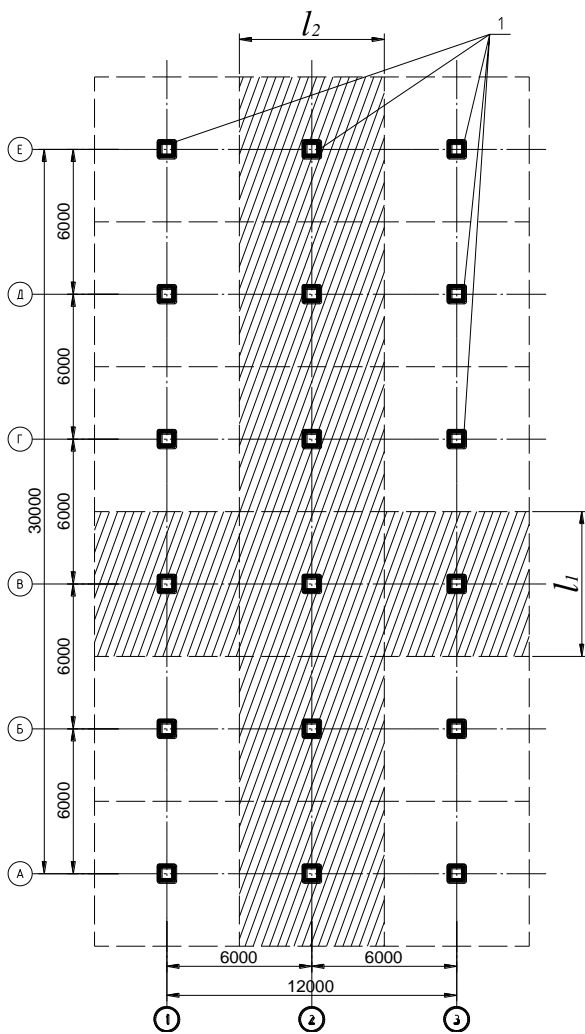


Рис. 4. Разделение плиты-ростверка на заменяющие балки:
 l_1 и l_2 – ширины заменяющих балок; l – колонны

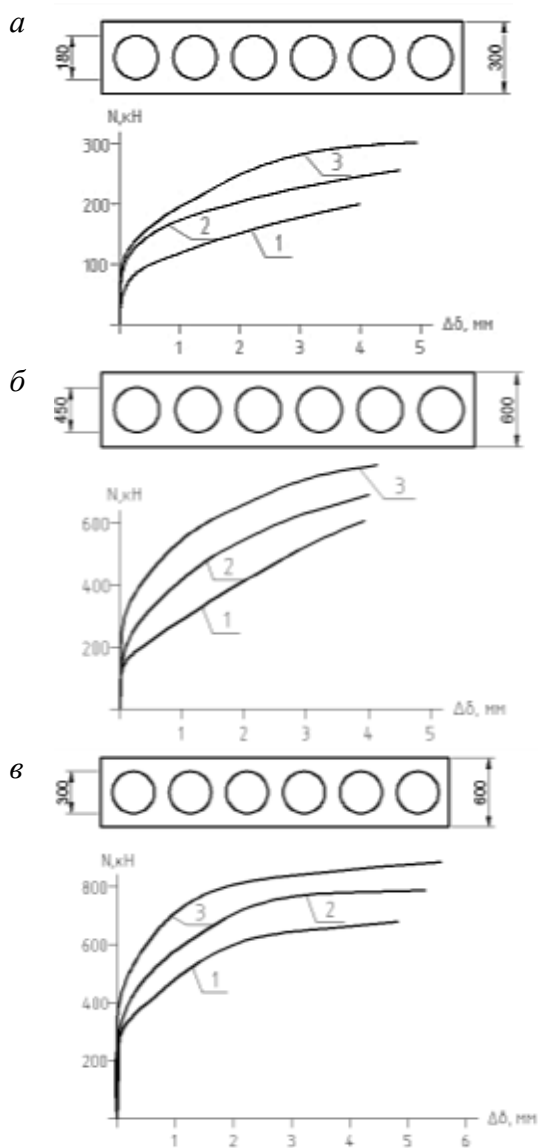


Рис. 5. Конструктивные схемы экспериментальных плит-ростверков с системой закрытых полостей и график зависимости нагрузок (N) и величин деформаций ($\Delta\delta$):
 1 – для бетона C20/25; 2 – для бетона C35/45; 3 – для бетона C50/60

Для всех же зданий с этажностью более десяти, устройство закрытых полостей в зоне 3b вокруг колонны недопустимо, где b – ширина сечения колонны.

При этом диапазон неразрушающих нагрузок, определяемый величинами напряжений в основании плиты-ростверка с закрытыми полостями, соответственно составляет: для 10 – этажных зданий – 180-290 кПа, 22-ух – 340-450 кПа и 32-ух – 540-670 кПа.

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

Следует также отметить, что увеличить площадь области размещения систем закрытых полостей в ПСФ позволяет применение свай с наклонными боковыми поверхностями [10], пластических подушек, силовой бетонной подготовки, а так же плит-ростверков с криволинейной и призматической поверхностями опирания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мирсаяпов, И. Т. Экспериментально-теоретические исследования моделей плитно-свайных фундаментов. / И.Т. Мирсаяпов, А.Д. Артемьев // Основания и фундаменты, подземные сооружения. Изв. КозГАСУ №2(10) 2008, – с. 68-74.

2. 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.

3. 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.

4. 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.

5. Ильичев, В.А. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности / В.А. Ильичев, В.П. Петрухин, В.И. Шейнин // Современное высотное строительство / ГУН «ИГЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255-261.

6. 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.

7. Отчет о результатах исследования несущей способности Собиах – перекрытий из пустотелых блоков при нагрузке силами сдвига. Технический университет Дормштадта. – 2008. – 37 с.

8. 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.

9. Коцора, И.П. Экспериментальные исследования балочного фрагмента монолитной многопустотной литы перекрытия / И.П. Коцора, Е.А. Деркач, Н.Н Шалобыта // Вестник ГТУ, т. 6, №2. – 2016. – С. 74 – 82.

10. Катценбах, Р. Опыт оптимизации стоимости фундаментов высотных зданий / Р. Катценбах, Ш. Леппла, М. Фоглер, Р.А. Дунаевский, Х. Куттинг // Научно-технический и производственный журнал. Жилищное строительство. – 2010. – №5. – С. 7 – 13.

УДК 624.154

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ СОВРЕМЕННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СВАЙ ГРУППОЙ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ КОМПАНИЙ «СПЕЦГЕОСТРОЙ»

Попов О.В., канд. техн. наук, доцент, **Шалдов О.И.**
(Группа геотехнических компаний «Спецгеострой»,
г. Минск, Беларусь)

В статье приведен анализ результатов внедрения современных технологий свайного фундаментостроения в Республике Беларусь Группой геотехнических компаний «Спецгеострой» за 2000-2017