

УДК 624.15

В. М. Чикишев, Я. А. Пронозин, В. В. Миронов, О. С. Порошин

К ВОПРОСУ О ДЕФОРМИРУЕМОСТИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ РАВНОМЕРНОМ И НЕРАВНОМЕРНОМ НАГРУЖЕНИИ

Рассмотрено влияние характера нагружения на деформации грунтового основания. Выявлено, что при проектировании сплошных фундаментов необходимо стремиться к такому распределению жесткости фундамента, а, следовательно, распределению контактных давлений, при котором можно уменьшить значения осадок сооружения.

Ключевые слова: сплошной фундамент, переменная жесткость, контактные давления, НДС основания, осадка.

The paper considers the influence of the character of loading on the deformations of the soil foundation bed. It was revealed that, when designing a mat foundation, it is necessary to seek such distribution of foundation stiffness and, hence, the distribution of contact pressure, that allows reducing structure settlement values.

Key words: mat foundation, variable stiffness, contact pressure, stress-strain state of foundation bed, settlement.

Осадки фундаментов мелкого заложения зависят от многих факторов и в первую очередь от свойств грунтового основания и нагрузки. Основной нормативный документ [1] предопределяет расчет осадки исходя из среднего давления под подошвой фундамента. При этом известно из практики наблюдения за осадками сооружений, что осадки жестких, конечной жесткости и гибких фундаментов могут отличаться при одинаковом среднем давлении на основание. Так, согласно исследованиям Жана Луи Брийо [2], разница осадок может достигать 20 % и более. С точки зрения работы грунтового основания разница в осадках фундамента обусловлена различным распределением контактных давлений на границе фундамент — основание. Для фундаментов, имеющих различную по длине жесткость, с локальными нагрузками на отдельных участках эпюра контактных давлений может иметь весьма неравномерное очертание, что следует учитывать для более точного расчета осадок. При этом следует отметить, что участки с высоким уровнем контактных давлений, но малой площадью загрузки могут иметь меньшие значения осадок, чем менее нагруженные, но более обширные площади загрузки, которым соответствует большая величина сжимаемой толщи.

Рассмотрим фрагмент плитного фундамента размерами 1,8×3,7 м, лежащий на дневной поверхности. В первом случае принято равномерное распределение вертикальной компоненты контактного давления $p=\sigma_z=200$ кПа (гибкая схема, рис. 1, а), во втором — неравномерное распределение с большими значениями под краевыми зонами в местах передачи внешней погонной нагрузки $p=\sigma_z=330$ кПа и меньшими в средней части фундамента $p=\sigma_z=150$ кПа (рис. 1, б). Нагрузка на фундаменты в обоих примерах одинакова, так как объемы эпюр контактных давлений равны. Грунтовые условия в обоих случаях одинаковы ($E=5,1$ МПа, $\gamma=18$ кН/м³).

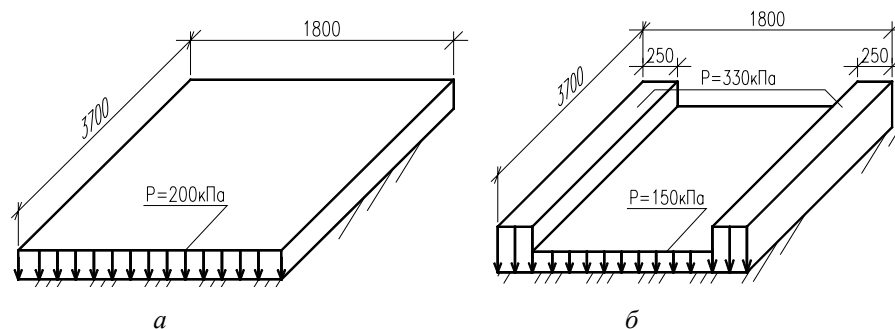


Рис. 1. Схема нагружения грунтового основания: *a* — равномерное распределение контактных давлений (вариант № 1); *б* — неравномерное распределение контактных давлений (вариант № 2)

Размеры представленных фундаментов и контактные давления по схеме *б* (см. рис. 1) приняты на основании натурных экспериментальных исследований цилиндрического бинарного фундамента-оболочки (БФО) (рис. 2) [3].

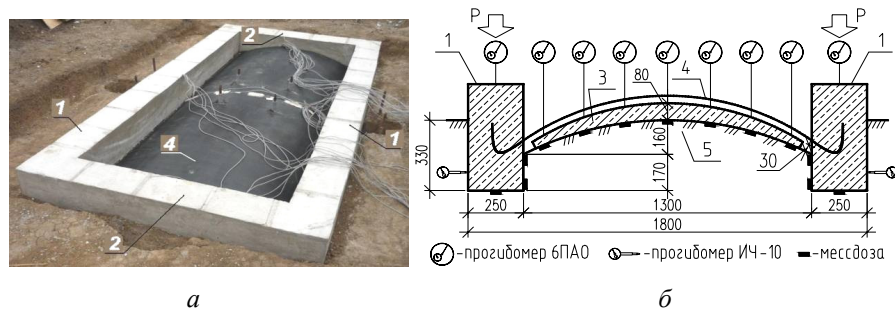


Рис. 2. Бинарный фундамент-оболочка: *a* — общий вид; *б* — поперечное сечение; схема расположения датчиков

Данный фундамент представляет собой железобетонный опорный контур с заключенной в нем бинарной оболочкой (рис. 2, *a, б*). Железобетонный опорный контур содержит продольные 1 и поперечные ребра 2. Бинарная оболочка состоит из армированной бетонной подготовки серповидного очертания 3, вогнутой по отношению к грунту, и несущей мембраны 4, замоноличенной по периметру в ребра опорного контура. Несущая мембрана плотно прилегает к бетонной подготовке, повторяя ее очертание. Бетонная подготовка выполнена по выпуклой вверх криволинейной поверхности грунтового основания 5. Оболочка имеет переменную толщину поперечного сечения: от 8 см в середине до 3 см на краях. Размеры бинарного фундамента-оболочки в плане 1,8×3,7 м, ширина ребер опорного контура — 0,25 м, стрела подъема оболочки — 0,16 м, что составило 1/8 от пролета оболочки.

При статическом испытании внешняя нагрузка на БФО передавалась на опорный контур. При осадке опорного контура несущая мембрана натягивалась и вовлекала в работу через армированную бетонную оболочку грунтовое основание.

В данной конструкции происходит разделение функций в общей работе бинарной оболочки на работу центрально растянутой мембраны и свободно лежащей оболочки. Мембрана воспринимает реактивное давление, возникающее под оболочкой, трансформирует его в усилие растяжения и передает на опорный контур. Желе-

зобетонная оболочка выполняет роль промежуточного элемента, выравнивающего контактные давления, что позволяет более равномерно вовлекать в работу грунт основания и силовую мембрану. Между железобетонной оболочкой и опорным контуром устраивается зазор (применяется раздельное бетонирование), а шарнирное сопряжение бинарной оболочки с опорным контуром реализуется за счет гибкости силовой мембраны из КМФ, закрепленной в ребрах опорного контура.

Критерием сравнения представленных вариантов (рис. 1, а, б) является величина осадки. Осадка рассчитывается по методу послойного суммирования [1]. Для варианта № 1 (см. рис. 1, а) расчетное сопротивление грунта $R=258$ кПа, осадка $S=74,2$ мм, глубина сжимаемой толщи $H_c=5,42$ м, где критерием ограничения сжимаемой толщи является условие $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$.

При расчете осадок второго варианта (см. рис. 1, б) необходимо разбить фундамент на три участка по площадям загрузки: две ленты с размерами $0,25 \times 3,7$ м с вертикальной компонентой контактного давления $p=\sigma_z=330$ кПа и плитную часть с размерами $1,3 \times 3,7$ м с вертикальной компонентой контактного давления $p=\sigma_z=150$ кПа. Необходимо рассмотреть эти участки как самостоятельные фундаменты, найти их осадку, затем учесть взаимное влияние участков нагружения друг на друга и вычислить среднюю для всего фундамента осадку. Для плитной части расчетное сопротивление грунта $R_{пл}=231$ кПа, осадка $S_{пл}=44,3$ мм, глубина сжимаемой толщи $H_{c, пл}=4,35$ м. Для лент давление от плитной части фундамента является односторонним пригрузом, то есть давление $p=150$ кПа равносильно давлению массива грунта высотой $h=8,33$ м (рис. 3). Таким образом, из-за пригруза расчетное сопротивление грунта для лент значительно возрастает и равно $R_{лент}=334$ кПа, осадка $S_{лент}=33,1$ мм, глубина сжимаемой толщи $H_{c, лент}=3,8$ м.

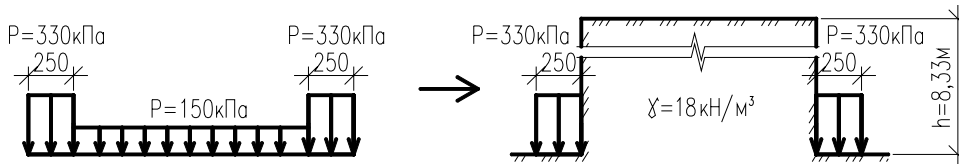


Рис. 3. К определению высоты пригруза для ленты

Во всех вышеприведенных случаях контактное давление меньше расчетного сопротивления грунта R , что свидетельствует о правомерности расчетов осадок по СНиП. Также это дает право при учете взаимного влияния плитной части и лент применять метод угловых точек [4] (рис. 4, а, б). По результатам расчета по методу угловых точек получены эпюры вертикальных напряжений σ_z , возникающих под лентами от напряжений под плитной частью (рис. 4, а) и под плитной частью от лент (рис. 4, б).

По эпюрам σ_z можно найти дополнительные осадки, возникающие от плитной части под лентой и наоборот. Согласно расчету, дополнительная осадка ленты за счет нагружения основания плитной частью равна $\Delta S_{лент}=30,4$ мм, а нагружение основания каждой лентой передает плитной части дополнительную осадку по $\Delta S_{плит}=8,7$ мм. Таким образом, полная осадка плитной части равна $S_{плит, полн.}=S_{плит.}+\Delta S_{плит.}=61,7$ мм, а каждой ленты $S_{лент, полн.}=S_{лент.}+\Delta S_{лент.}=63,5$ мм. Средняя по площади осадка для всего фундамента (см. рис. 1, б) составила $S_{сред}=62,2$ мм.

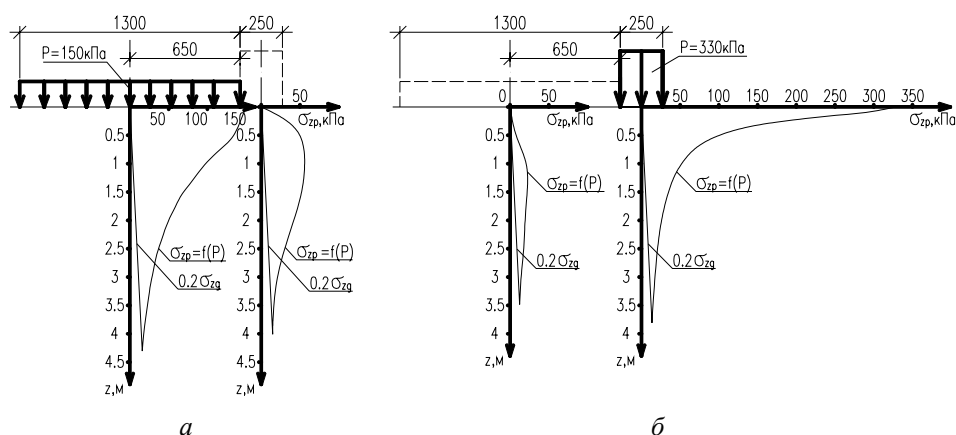


Рис. 4. Результаты расчета по методу угловых точек: *a* — эпюры вертикальных напряжений σ_z , возникающих под лентами от плитной части; *б* — эпюры вертикальных напряжений σ_z , возникающих под плитной частью от лент

Таким образом, расчетные осадки неравномерно нагруженного фундамента (см. рис. 1, *б*) меньше осадок равномерно нагруженного (см. рис. 1, *а*) на 19 %. Это происходит вследствие того, что расчетная глубина сжимаемой толщи для равномерно нагруженной фундаментной плиты (см. рис. 1, *а*) составляет $H_c=5,42 \text{ м}$, а при неравномерном нагружении $H_c \approx 4,41 \text{ м}$.

При неравномерном нагружении участки с большими контактными давлениями имеют малую ширину b и, следовательно, малую глубину сжимаемой толщи (рис. 5). Оставшаяся плитная часть имеет сравнительно небольшое давление, что также уменьшает глубину сжимаемой толщи. В итоге разница глубин сжимаемых толщ составляет 23 % в пользу варианта № 2 (см. рис. 1, *б*). При этом необходимо отметить, что корректность данного подхода может быть обеспечена лишь при условии $p \leq R$ для любого из рассматриваемых участков.

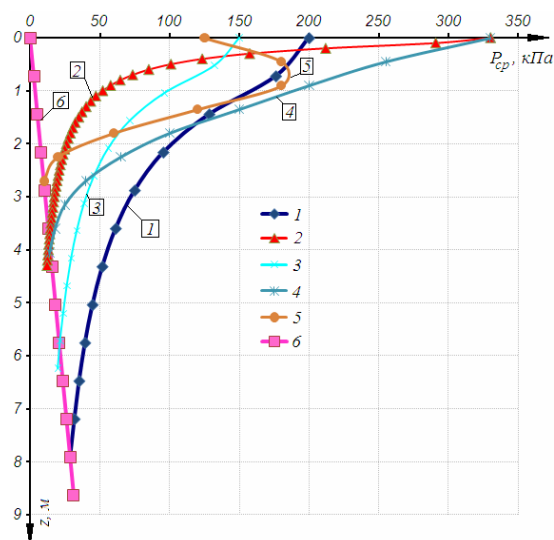


Рис. 5. Напряжения σ_{zp} в основании: 1 — для жесткой монолитной плиты шириной $b=1,8 \text{ м}$ при $p=200 \text{ кПа}$ (рис. 1, *а*); 2 — ленты шириной $b=0,25 \text{ м}$ при $p=330 \text{ кПа}$ (рис. 1, *б*); 3 — плитной части между лентами шириной $b=1,3 \text{ м}$ при $p=150 \text{ кПа}$ (рис. 1, *б*); 4 — опорного контура БФО (эксперимент); 5 — оболочки БФО (эксперимент); 6 — 20 % от величины природного давления грунта

Поэтому неравномерное нагружение основания через ребра опорного контура БФО не вызывает значительных осадок опорных ребер в силу малой глубины активной зоны под малыми по ширине ребрами, а наоборот, снижает осадки всего БФО. При осадке опорного контура в работу включается бинарная оболочка, давление от которой на основание является пригрузом для основания ребер опорного контура. При увеличении пригруза расчетное сопротивление грунта R под опорным контуром возрастает [1].

Подобная ситуация характеризует также взаимодействие различных плоских ребристых фундаментов, плит с переменной жесткостью и т. д. с грунтовым основанием. Таким образом, при проектировании сплошных фундаментов нет необходимости стремиться к выравниванию контактных давлений под подошвой, особенно в случаях жесткого ограничения значения осадки, а следует стремиться, исходя из анализа НДС грунтового основания, к такому распределению жесткости фундамента и, следовательно, распределению контактных давлений, при котором можно добиться существенного уменьшения значений осадок сооружения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.02.01—83*. Основания зданий и сооружений. М. : Стройиздат, 1995.
2. Колонна Сан-Хасинто. Случай из практики / Ж.-Л. Брийо, Дж. Никс, К. Рии, Гр. Штибен // Развитие городов и геотехническое строительство. 2011. № 13. С. 152—173.
3. Пронозин Я. А., Гербер А. Д., Порошин О. С. Экспериментально-теоретические исследования взаимодействия фундамента с бинарной оболочкой и грунтового основания // Приволжский научный журнал. Нижний Новгород. 2010. № 2 (14). С. 22—28.
4. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988.
1. SNiP 2.02.01—83*. Osnovaniya zdani i sooruzheni. M. : Stroyizdat, 1995.
2. Kolonna San-Hasinto. Sluchay iz praktiki / J.-L. Briyo, Dj. Niks, K. Rii, Gr. Shtiben // Razvitiye gorodov i geotekhnicheskoe stroitelstvo. 2011. № 13. S. 152—173.
3. Pronozin Ya. A., Gerber A. D., Poroshin O. S. Eksperimentalno-teoreticheskie issledovaniya vzaimodeistviya fundamenta s binarnoi obolochkoi i gruntovogo osnovaniya // Privolzhski nauchny zhurnal. Nizhni Novgorod. 2010. № 2 (14). S. 22—28.
4. Dalmatov B. I. Mekhanika gruntov, osnovaniya i fundamenty. L. : Stroyizdat, 1988.

© Чикишев В. М., Пронозин Я. А., Миронов В. В., Порошин О. С., 2012

Поступила в редакцию
в феврале 2012 г.

Ссылка для цитирования:

К вопросу о деформируемости грунтового основания при равномерном и неравномерном нагружении / В. М. Чикишев, Я. А. Пронозин, В. В. Миронов, О. С. Порошин // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2012. Вып. 1(20).