DOI: 10.15593/2224-9826/2015.3.04
УДК 624.15:624.134

А.Л. Готман[1], Ю.М. Шеменков[2]

[1] Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Пермь, Россия
[2] Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и производственный институт строительного и градостроительного комплекса Республики Башкортостан, Уфа, Россия

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ФУНДАМЕНТОВ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ И ИХ РАСЧЕТ

Представлен комплекс экспериментальных и теоретических исследований, направленных на изучение закономерностей взаимодействия фундаментов в вытрамбованных котлованах (ФВК) с грунтом основания при действии на фундамент осевой вертикальной вдавливающей нагрузки.

Выполнена серия статических испытаний ФВК на двух опытных площадках в городах Уфа и Челябинск. Опытные фундаменты были оснащены тензометрическими месдозами для измерения сопротивления грунта под подошвой ФВК, что позволило получить данные о сопротивлении грунта на боковой поверхности и под подошвой ФВК раздельно.

Получена зависимость сопротивления основания ФВК от объема втрамбованного щебня, прочностных характеристик грунтового основания и размеров трамбовки.

Установлено, что за критерий предельного состояния основания следует принимать осадку ФВК 20 мм.

На основании выполненных экспериментальных исследований построена расчетная схема и разработан метод расчета несущей способности ФВК на вертикальную нагрузку для глинистых непросадочных грунтов. При этом прочностные параметры, характеризующие расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности и под подошвой ФВК, определяются по данным статического зондирования с применением коэффициентов перехода от зонда к фундаменту. Метод расчета реализован в виде компьютерной программы «Котлован».

Приводятся данные об опыте внедрения ФВК при строительстве двух промышленных корпусов в г. Уфе. По результатам внедрения получен экономический эффект около 3 млн руб. в текущих ценах.

Ключевые слова: фундамент, вытрамбованный котлован, несущая способность, статическое зондирование, метод расчета, статические испытания, осадка.

A.L. Gotman[1], Iu.M. Shemenkov[2]

[1] Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russian Federation
[2] Scientific-Research, Design and Production Institute of Construction and City Planning Complex of Bashkortostan Republic, Ufa, Russian Federation

INVESTIGATION OF FOUNDATIONS BEHAVIOR IN TAMPED PITS UNDER THE VERTICAL LOAD AND THEIR ANALYSIS

The paper presents the complex of experimental and theoretical investigations to study the regularities of interaction of foundations in tamped pits (FTP) with the soil under the axial vertical load.

A series of static tests of FTP on two worksites has been carried out in Ufa and Chelyabinsk cities. Test foundations were equipped with the load-cell strain gauges to measure soil resistance under the FTP base. This allowed obtaining data on soil resistance along the lateral surface and under the FTP base separately.

Dependence of the FTR base resistance on the volume of the tamped in crushed stone, strength characteristics of soil and tamping dimensions is obtained.

The 20 mm settlement of FTP is stated to be taken as a criterion of the base limit state.

Based on experimental investigations carried out, the design scheme is plotted and the method of analysis of FTR bearing capacity under the vertical load for clay non collapsible soils is developed. The strength characterizing the design resistance of the soil along the lateral surface and under the FTR base is evaluated according to CPT data with the use of the coefficient that binds parameters of penetration test with the values of contact stresses along the lateral surface of the foundation and under its base. The method of analysis is implemented in computer program “Kotlovan”.

Data is presented on experience of FTR implementation while construction of two industrial buildings in Ufa city. By results of implementation, the economic profit of about 3 million rubles in current prices is obtained.

Keywords: foundation, tamped pit, bearing capacity, CPT, method of analysis, static tests, settlement.

Введение

Фундаменты в вытрамбованных котлованах широко применяются в практике строительства вследствие низкой себестоимости материала, небольшого расхода арматуры, обеспечения восприятия проектной нагрузки при заданном объеме втрамбованного щебня, отсутствия ростверка и земляных работ.

Впервые ФВК начали применять в просадочных грунтах [1, 2], для чего был разработан нормативный документ [3], согласно которому несущая способность фундамента определялась с помощью физико-механических свойств грунта (пористость, плотность, влажность, показатель текучести, модуль деформации). Затем их начали применять и в обычных водонасыщенных грунтах [4].

Такая технология применяется также для уплотнения грунтов основания, в том числе путем втрамбовывания в котлован щебня [5].

Оборудование и технология устройства таких фундаментов постоянно совершенствуются и в настоящее время хорошо отработаны [6].

На сегодняшний день проектирование ФВК осуществляется в основном по результатам их статических испытаний. Однако этот метод имеет следующие недостатки: 1) результат испытания относится к определенному месту площадки и не характеризует ее в целом; 2) сопротивление фундамента определяется для конкретного данного объема втрамбованного щебня; 3) устройство опытного фундамента и его испытания увеличивают сроки получения конечных результатов. Эти недостатки можно устранить с помощью метода исследования грунтов статическим зондированием, который позволяет в сжатые сроки получить достоверную информацию о сопротивлении грунта в условиях естественного залегания с заданной частотой по глубине и в плане.

1. Экспериментальные исследования

Экспериментальные исследования [7, 8], основной задачей которых являлось получение данных об особенностях работы фундаментов при действии вертикальной нагрузки, были выполнены в Уфе и Челябинске. Работы в Челябинске велись на трех площадках, где было испытано девять фундаментов (табл. 1).

Основания опытных площадок представлены делювиально-аллювиальными глинами с карбонатными включениями полутвердой консистенции с естественной влажностью $W = 0{,}20...0{,}25$, плотностью при природной влажности $p = 1{,}91...1{,}95$ г/см^3, коэффициентом пористости $e = 0{,}7...0{,}8$, показателем текучести $I_L = 0{,}30...0{,}25$, углом внутреннего трения $\varphi = 19°$, сцеплением $c = 0{,}021...0{,}022$ МПа, модулем общей деформации $E = 18{,}5...21$ МПа. В местах устройства фундаментов выполнялось статическое зондирование установкой С-832 до глубины 10 м.

Для устройства опытных ФВК использовалось оборудование на базе РДК-25. В качестве рабочего органа при вытрамбовывании котлованов применялись трамбовки шестигранной формы длиной 2,8–4,2 м. Вытрамбовывание осуществлялось на всю длину трамбовки. Для определения сопротивления грунта под нижним торцом R_n перед бетонированием в уровне торца фундаментов без втрамбованного щебня были установлены мессдозы давления с кольцевым упругим элементом.

Таблица 1

Характеристики площадок испытаний фундаментов

Номер площадки	Номер ФВК	Геомерические размеры трамбовки, м			Объем втрамбованного щебня $V_щ$, м^3	Сопротивление грунта под торцом $R_п$, МПа	Предельная осадка $S_{пр}$, мм	Предельное сопротивление F_u при $S_{пр}$, кН
		по верху	по низу	длина				
Челябинск								
1	1	1,12×1,3	0,476×0,55	2,8	1,5	1,40	25	960
	2	1,12×1,3	0,476×0,55	2,8	1,0	1,51	25	700
	3	1,12×1,3	0,476×0,55	2,8	0,5	1,61	24	840
	4	1,12×1,3	0,476×0,55	2,8	0	1,57	20	500
2	5	1,3×1,5	0,74×0,94	4,2	3	1,23	20	1750
3	6	1,12×1,3	0,476×0,55	2,8	0	1,41	20	580
	7	1,12×1,3	0,476×0,55	2,8	0,5	1,76	25	850
	8	1,12×1,3	0,476×0,55	2,8	1,0	2,17	30	980
	9	1,12×1,3	0,476×0,55	2,8	1,5	1,64	30	910
Уфа								
4	10	1,1×1,1	0,6×0,6	3,0	0	1,05	18	180
5	11	1,1×1,1	0,6×0,6	3,0	4,4	0,51	20	250
6	12	1,1×1,1	0,6×0,6	3,0	1,0	1,88	28	850

Испытания фундаментов на площадках № 1 и 2 проводились с соблюдением требований ГОСТ 5686–78*, № 3 – по ускоренной методике, когда за критерий стабилизации осадки принималась скорость ее изменения не более 0,1 мм за 15 мин. По результатам испытаний были построены зависимости «нагрузка – осадка». По показаниям месдоз давления, установленным в фундаментах № 4 и 6, получена зависимость нагрузки, приходящейся на торец, от осадки фундамента. Вычитанием из нагрузки, воспринимаемой фундаментом в целом, сопротивления под торцом была определена нагрузка, приходящаяся на боковую поверхность. В качестве примера на рис. 1 для фундамента № 6 приведены зависимости раздельно для торца (кривая *1*), боковой поверхности (кривая *2*) и фундамента в целом (кривая *3*). Как видно, для данных грунтовых условий доля сопротивления торца фундамента без втрамбованного щебня незначительна (17 %) и общее сопротивление фундамента формируется за счет его боковой поверхности.

Результаты испытания фундаментов показали, что с увеличением объема щебня сопротивление увеличивается (рис. 2). Однако эта зависимость имеет затухающий характер, т.е. рост сопротивления замедляется. Аналогичные результаты были приведены в работах [1, 9]. Это

говорит о том, что для данных грунтовых условий и заданного типа трамбовки существует оптимальный объем щебня, при котором достигается максимальное (до 2–3 раз) увеличение сопротивления. Дальнейшее увеличение $V_щ$ повышает сопротивление лишь на 5–10 %.

Анализ результатов на площадках Челябинска показал, что увеличение сопротивления фундамента с учетом $V_щ$ зависит также от площади сечения по низу трамбовки. При меньшем сечении щебень при втрамбовывании вытесняется первоначально в стенки скважины, а затем, при достижении предельной плотности основания вокруг стенок, начинает втрамбовываться вниз. Для трамбовок с большей площадью щебень сразу втрамбовывается преимущественно в дно скважины, создавая уплотненное грунто-щебенистое уширенное основание. Такое различие процессов втрамбовывания щебня в основание обусловливает различные схемы работы фундамента на действие вертикальной нагрузки. При равном объеме щебня в первом случае большая доля нагрузки будет восприниматься боковой поверхностью, во втором случае – нижним торцом фундамента.

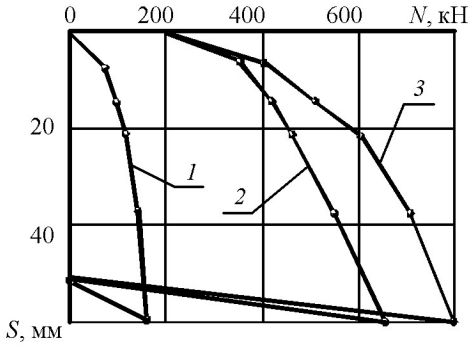

Рис. 1. Зависимость «вертикальная нагрузка – осадка» для фундамента № 6

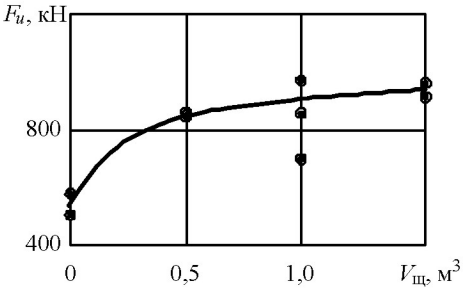

Рис. 2. Зависимость несущей способности фундамента от объема втрамбованного щебня

Такой подход к рассмотрению влияния объема щебня на сопротивление фундамента подтверждается результатом испытания фундамента № 5 с площадью торца 0,6 м^2. Если его сопротивление нанести на рис. 2, то экспериментальная точка будет находиться значительно выше опытной кривой, построенной для фундаментов с площадью 0,2 м^2.

Эксперименты в Уфе проводились на трех площадках, на которых было испытано три фундамента. Площадки сложены четвертич-

ными делювиальными отложениями в виде глин и суглинков с $W = 0{,}26...0{,}32$, $\rho = 1{,}84...1{,}87$ г/см^3, $e = 0{,}88...0{,}923$, $I_L = 0{,}12...0{,}35$, $\varphi = 19...20°$, $c = 0{,}030...0{,}052$ МПа, $E = 10...18$ МПа.

Испытания подтвердили результаты, полученные на площадках Челябинска. Было установлено, что на увеличение сопротивления фундамента от втрамбованного щебня влияют грунтовые условия основания. Это подтверждается испытанием фундамента № 11 на площадке № 5, в основание которого было втрамбовано 4,4 м^3 щебня. Его предельное сопротивление составило всего 250 кН (см. табл. 1), что объясняется менее прочными грунтами. Так, для фундамента № 11 сопротивление грунта под наконечником зонда $R_n = 0{,}5$ МПа, а для фундамента № 12 $R_n = 1{,}88$ МПа, т.е. выше более чем в 3 раза. Поэтому сопротивление фундамента № 12 также оказалось выше более чем в 3 раза ($F_u = 850$ кН) при меньшем объеме втрамбованного щебня. Следует заметить, что размеры трамбовок при устройстве обоих фундаментов были одинаковыми. Обобщая результаты исследований в Челябинске и Уфе, можно сказать следующее. ФВК существенно отличаются от других типов фундаментов. Их основания воспринимают вертикальную нагрузку за счет втрамбованного в грунт щебня, поэтому грунт включается в работу постепенно, по мере увеличения нагрузки и осадки. В связи с этим график «нагрузка – осадка» имеет форму пологой монотонно убывающей функции в большом диапазоне осадки – вплоть до 50–60 мм (рис. 3).

Из сравнения графиков при отсутствии и наличии щебня установлено, что в первом случае при осадке 5–10 мм происходит увеличение ее скорости, которая обусловливает криволинейность графиков. Такие фундаменты воспринимают вертикальную нагрузку преимущественно боковой поверхностью. Доля восприятия нагрузки нижним торцом фундамента невелика. При этом конечное сопротивление зависит от прочностных характеристик грунтов. Так, из сравнения кривых *2* и *3* видно, что при одинаковых осадках сопротивление фундамента № 3 выше, чем № 2. Это обусловлено тем, что сопротивление грунта на боковой поверхности зонда для фундамента № 3 ($f_s = 0{,}085$ МПа) больше, чем для фундамента № 2 ($f_s = 0{,}063$ МПа). В то же время сопротивление грунта под нижним торцом фундамента № 3 меньше ($R_n = 1{,}40$ МПа), чем № 2 ($R_n = 1{,}57$ МПа). Это свидетельствует о том, что доля сопротивления нижнего торца при отсутствии щебня незначительна в общем сопротивлении фундамента, поэтому влияние R_n несущественно.

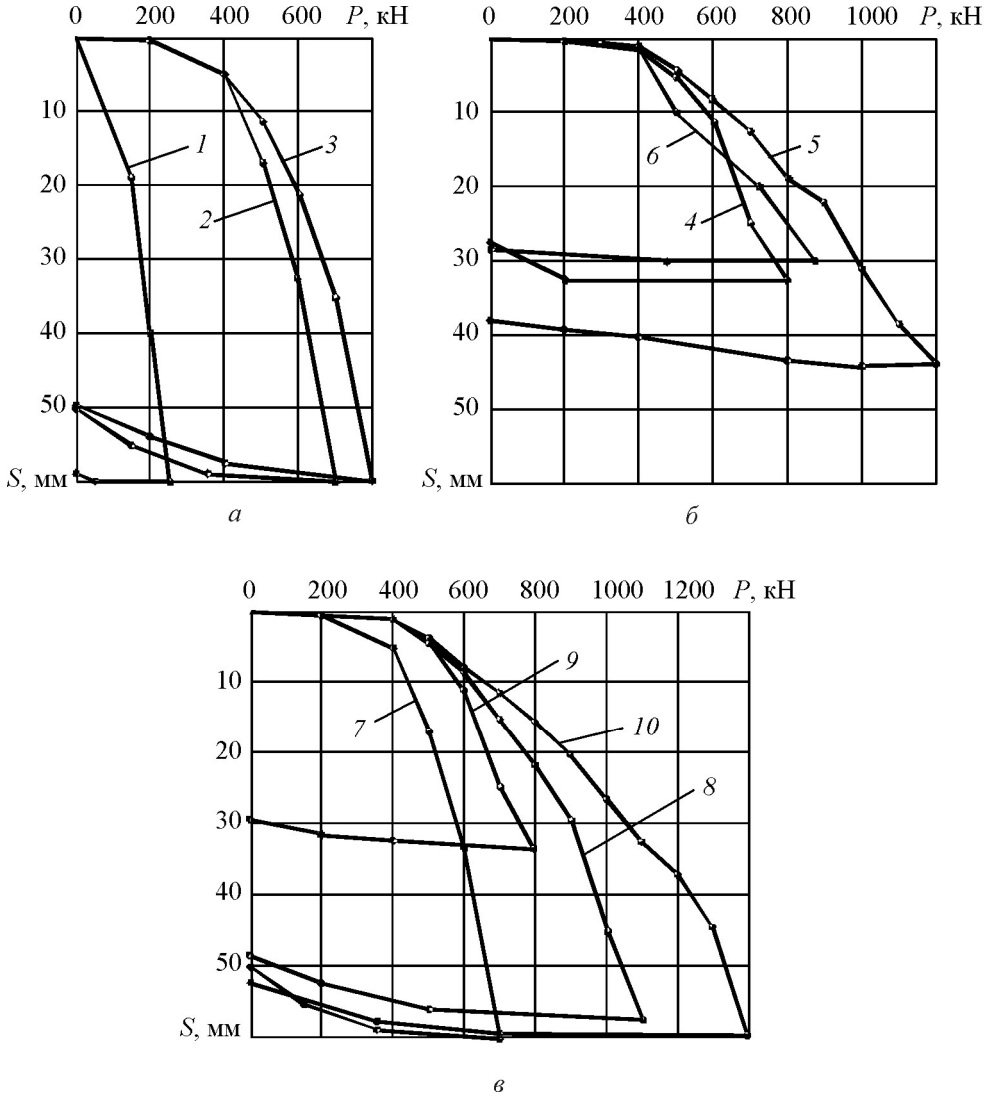

Рис. 3. Результаты испытаний фундаментов в вытрамбованных котлованах: *а* – при отсутствии втрамбованного щебня ($V_щ = 0$); *б* – при $V_щ = 1$ м^3; *в* – с различным $V_щ$; *1* – $R_n = 1{,}05$ МПа, $f_s = 0{,}053$ МПа; *2* – $R_n = 1{,}57$ МПа, $f_s = 0{,}063$ МПа; *3* – $R_n = 1{,}40$ МПа, $f_s = 0{,}085$ МПа; *4* – $R_n = 1{,}51$ МПа, $f_s = 0{,}079$ МПа; *5* – $R_n = 2{,}17$ МПа, $f_s = 0{,}081$ МПа; *6* – $R_n = 1{,}90$ МПа, $f_s = 0{,}042$ МПа; *7* – $V_щ = 0$; *8* – $V_щ = 0{,}5$ м^3; *9* – $V_щ = 1{,}0$ м^3; *10* – $V_щ = 1{,}5$ м^3

Во втором случае, когда в основании фундамента имеется втрамбованный щебень, доля влияния нижнего торца на общее сопротивление фундамента возрастает. При этом отмечается пологий характер кривых «нагрузка – осадка» (см. рис. 3) – скорость возрастания осадки

от действующей нагрузки почти постоянная. При наличии втрамбованного щебня общее сопротивление фундамента в большей степени определяется работой нижнего торца.

Из рис. 3, *б* видно, что при равнозначных f_s для кривых *4* и *5* (f_s = 0,079...0,081 МПа) общее сопротивление фундамента № 5 выше, чем № 4 при равных осадках и $V_щ$ = 1 м^3. Это обусловлено сопротивлением грунта R_n, которое для фундамента № 5 больше (R_n = 2,17 МПа), чем № 4 (R_n = 1,51 МПа).

При интерпретации данных статических испытаний ФВК многие авторы принимают за предельное сопротивление фундамента нагрузку при осадке 30 мм независимо от $V_щ$ и от прочности грунтового основания. Такое положение приемлемо для маловлажных грунтов I и II типов по просадочности. В таких грунтах в процессе вытрамбовывания котлована происходит уплотнение грунта вокруг скважины и за счет втрамбовывания щебня в уровне нижнего торца фундамента образуется уплотненное ядро. Пологий характер графиков «нагрузка – осадка» предопределяет необходимость выбора предельной осадки, при которой следует назначать предельное сопротивление фундамента. Однако при испытаниях ФВК в четвертичных деллювиально-аллювиальных отложениях в виде суглинков и глин полученные зависимости «нагрузка – осадка» в большинстве случаев имеют криволинейный характер. Скорость изменения осадки начиная с 20 мм при одинаковых ступенях нагрузки неуклонно возрастает.

Характер кривых (см. рис. 3, *в*) зависит также от $V_щ$, поэтому осадку фундамента для определения его предельного сопротивления необходимо выбирать с учетом $V_щ$. Однако сам объем щебня как геометрическая величина не может быть объективным показателем. Необходимо учитывать размеры трамбовки, определяющие форму уплотненной зоны в основании фундамента. Характер формирования зоны уплотнения фундамента будет обусловливать и характер зависимости «нагрузка – осадка», анализ которой позволил получить значения предельных осадок $S_{пр}$ для принятия предельного сопротивления фундамента. За критерий $S_{пр}$ принималась стабилизированная осадка, после которой с переходом на следующую ступень нагрузки ее скорость возрастала в 1,5 раза и более. В табл. 2 приведены значения $S_{пр}$ в зависимости от R_n и отношения объема втрамбованного щебня к объему трамбовки $V_щ/V_{тр}$.

Таблица 2

Значения $S_{пр}$ в зависимости от отношения объема втрамбованного щебня к объему трамбовки $V_щ/V_{тр}$

$V_щ/V_{тр}$	Значение $S_{пр}$ (мм) при R_n (МПа)			
	>2,0	1,5	1,0	<0,5
0	25	20	18	15
0,5	28	23	19	16
1,0	30	25	20	18
1,5	33	27	23	19
2,0	35	30	25	20

2. Метод расчета

При решении задачи определения несущей способности заглубленных фундаментов устраиваемых в грунте без выемки грунта на ранних этапах использовалась теория расширения полости [10]. В механике грунтов Р. Гибсон первым (1950 г.) предложил связать предельное давление расширения полости с предельным сопротивлением грунта для глубоких фундаментов, которую впоследствии развил М. Рандольф и др. [11]. Однако основание вокруг ФВК представляет собой смесь щебня с природным грунтом, уплотненным в процессе вытрамбовки, и оценка прочностных и деформационных характеристик такого грунта стандартными методами не представляется возможным. Поэтому при разработке метода расчета несущей способности ФВК целесообразно использовать данные статического зондирования.

В расчетной схеме ФВК принят в виде жесткого стержня бипирамидальной формы с реактивным сопротивлением грунта трению f и нормальным сопротивлением грунта R по боковой поверхности, а также сопротивление под торцом фундамента R_n.

Приняты следующие допущения:

– основание неоднородное, многослойное, с постоянными в пределах отдельных слоев f и R;

– фундамент по глубине состоит из двух участков с разными углами наклона граней;

– размер сечения фундамента линейно изменяется с глубиной в пределах участка.

Общее сопротивление основания фундамента

$$F_u = F_о + F_б, \tag{1}$$

где $F_о$ и $F_б$ – сопротивление основания соответственно под торцом и по боковой поверхности фундамента.

Значение $F_б$ определяется по формуле (2) в работе [12]

$$F_б = u_1\left(A_{1f} + 0,5\xi_1 A_{1R}\right) + u_2\left(A_{2f} + 0,5\xi_2 A_{2R}\right) - \\ -\xi_1\left(2B_{1f} + \xi_1 B_{1R}\right) - \xi_2\left(2B_{2f} + \xi_2 B_{2R}\right), \quad (2)$$

где u_1, u_2 – периметр сечения верха соответственно первого и второго участков фундамента; ξ_1, ξ_2 – коэффициенты, характеризующие уклон граней фундамента первого и второго участков; A_f, A_R, B_f, B_R – коэффициенты, характеризующие сопротивление боковой поверхности фундамента:

$$A_f = \sum_{i=1}^{n} f_i\left(z_i - z_{i-1}\right); A_R = \sum_{i=1}^{n} R_i\left(z_i - z_{i-1}\right); \\ B_f = \sum_{i=1}^{n} f_i\left(z_i^2 - z_{i-1}^2\right); B_R = \sum_{i=1}^{n} R_i\left(z_i^2 - z_{i-1}^2\right), \quad (3)$$

z_i и z_{i-1} – глубина расположения подошвы i-го и i – 1-го слоев фундамента; f_i – сопротивление грунта трению на боковой поверхности фундамента,

$$f_i = \beta_f f_s, \quad (4)$$

β_f – коэффициент перехода, принимаемый в зависимости от относительной глубины расположения слоя; $z_i/L_ф$ ($L_ф$ – общая длина фундамента); f – сопротивление грунта на боковой поверхности зонда, определяемое по данным зондирования; R_i – нормальное сопротивление грунта на боковой поверхности фундамента,

$$R_i = \beta_R q_s, \quad (5)$$

β_R – коэффициент перехода, принимаемый в зависимости от относительной глубины расположения слоя; q_s – сопротивление грунта под наконечником зонда, определяемое по данным зондирования.

Сопротивление основания под торцом фундамента записывается в виде

$$F_{\text{о}} = \gamma_{CR}\gamma_A\gamma_V A_{\text{нк}} R_n, \tag{6}$$

где γ_{CR} – коэффициент условий работы грунта под торцом фундамента; γ_A – коэффициент увеличения площади нижнего торца фундамента в зависимости от $A_{\text{нк}}$ и $V_{\text{щ}}/V_{\text{тр}}$; $A_{\text{нк}}$ – площадь нижнего торца фундамента; γ_V – коэффициент использования втрамбованного щебня.

Для облегчения расчетов выполнено табулирование всех коэффициентов, входящих в предлагаемые расчетные формулы.

Конечное выражение предельного сопротивления ФВК на действие вертикальной нагрузки имеет следующий вид:

$$F_u^{\text{зонд}} = \gamma_{cf} F_{\text{б}} + \gamma_{cr}\gamma_n\gamma_v A_{\text{нк}} R_n - Q, \tag{7}$$

где γ_{cf} – коэффициент условия работы грунта на боковой поверхности фундамента, определяемый в зависимости от относительной глубины фундамента и $V_{\text{щ}}$; Q – вес фундамента, определяемый по объему трамбовки без учета $V_{\text{щ}}$.

Для расчета несущей способности вертикально нагруженных ФВК разработана программа «Котлован» на IBM PC/AT.

Результаты расчета сравнивались с опытными предельными сопротивлениями. Осадка при определении сопротивления фундамента по испытанию принималась по табл. 2. Результаты сравнения расчетных и опытных данных показали, что основное расхождение составляет от 0 до 20 %, что подтверждает правильность подхода к оценке сопротивления ФВК по данным зондирования в глинистых грунтах при действии вертикальной нагрузки.

3. Внедрение результатов исследований

Внедрение ФВК осуществлялось совместно с трестом № 21 при строительстве двух объектов в г. Уфе – производственного корпуса дооборудования химводоочистки и склада сульфата натрия на нефтеперерабатывающем заводе.

Производственный корпус представляет собой одноэтажное каркасное здание с размерами в плане 30×66,6 м, шаг колонн 6 м. Расчетная вертикальная нагрузка на фундамент 340–600 кН, изгибающий момент 50,6–181,7 кН·м и поперечная сила 4,8–8,1 кН. Первоначально

в проекте был предложен вариант столбчатых фундаментов на естественном основании. Институтом были рекомендованы фундаменты в вытрамбованных котлованах (рис. 4).

Инженерно-геологические исследования на площадке строительства проведены Западно-Уральским трестом инженерно-строительных изысканий. Площадка строительства представлена четвертичными отложениями в виде тугопластичных и твердых суглинков и глин толщиной 6,0–9,3 м, подстилаемых твердыми глинами, с тонкими прослойками и линзами песка мощностью до 6 м. Уровень грунтовых вод расположен на глубине от 0,65 до 2,05 м. Средние показатели физико-механических свойств грунтов следующие:

– плотность $\rho = 1{,}89$ г/см^3;
– плотность сухого грунта $\rho_d = 1{,}48$ г/см^3;
– показатель текучести $I_L = 0{,}07$;
– коэффициент пористости $e = 0{,}826$;
– степень влажности $S_r = 0{,}90$;
– модуль деформации $E = 23$ МПа;
– угол внутреннего трения $\varphi = 23°$;
– сцепление $c = 0{,}038$ МПа.

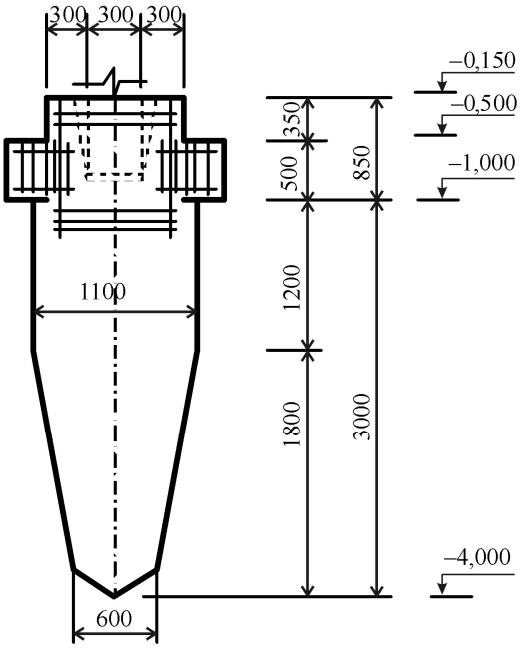

Рис. 4. Конструкция фундамента производственного корпуса

Здание склада представляет собой две силосные банки, подвешенные на металлических колоннах. Первоначальный проект склада предусматривал фундамент в виде плиты-ростверка со свайным полем из призматических свай СВIО.30т-Нпр-БО с шагом I м. Несущая способность свай по проекту принята 360 кН. Плита-ростверк имеет размеры в плане 14,5×26,5 м и высоту 1,2 м. Сопряжение колонн с плитой-ростверком осуществляется посредством фундаментных болтов. Расчетная вертикальная нагрузка на колонну составляет 2938 кН, поперечная сила 19 кН, изгибающий момент 399 кН·м.

В геологическом строении площадки строительства склада принимают участие четвертичные делювиальные отложения, представленные суглинками от тугопластичной до полутвердой консистенции толщиной от 1,1 до 1,9 м, подстилаемыми суглинками мягко- и текучепластичной консистенции мощностью 1,0–1,8 м, и полутвердыми и тугопластичными суглинками с максимальной мощностью 16,5 м. Подземные воды при бурении скважин вскрыты на глубине от 2,0 до 2,2 м.

Физико-механические свойства суглинков следующие:

– плотность $\rho = 1{,}93$ г/см^3;

– плотность сухого грунта $\rho_d = 1{,}52$ г/см^3;

– показатель текучести $I_L = 0{,}29$;

– коэффициент пористости $e = 0{,}78$;

– степень влажности $S_r = 0{,}94$;

– модуль деформации $E = 13$ МПа;

– угол внутреннего трения $\varphi = 20°$;

– сцепление $c = 0{,}033$ МПа.

На основании анализа проекта склада и инженерно-геологических условий площадки строительства было предложено взамен призматических свай выполнить фундаменты в вытрамбованных котлованах, при этом плиту-ростверк оставить в первоначальном варианте (рис. 5).

Для определения несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах на обеих площадках было выполнено статическое зондирование грунтов установкой С-832М со стабилизацией, т.е. с плавными остановками зонда через 5 м по глубине, и без стабилизации – со скоростью погружения зонда 2 м/мин, с раздельным замером сопротивлений грунта по боковой поверхности и под наконечником зонда.

На площадке склада возведен опытный фундамент. При вытрамбовывании котлована снималась ходограмма понижения дна котлована и с помощью специальных поверхностных марок нивелиром измерялся выпор грунта. Засыпка щебня при вытрамбовывании выполнялась при поднятой трамбовке порциями по 0,5–0,8 м^3. Всего было втрамбовано 4,4 м^3 щебня фракции 20–40 мм. Каждая порция щебня засыпалась после втрамбовывания предыдущей до проектной глубины котлована –3,0 м. Трамбовка сбрасывалась с высоты 3,5 м. Всего было выполнено 24 сброса трамбовки.

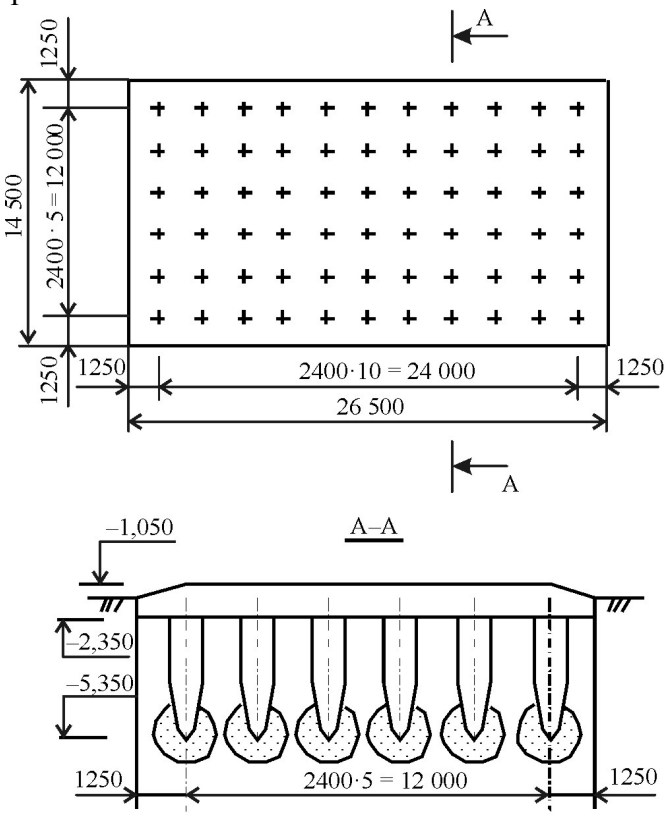

Рис. 5. Схема фундамента склада

При вытрамбовывании котлована максимальный выпор грунта (до 120 мм) наблюдался вблизи котлована. На расстоянии 3,5–4,0 м от котлована выпор грунта затухает до нуля.

Результаты испытаний опытного фундамента представлены в виде зависимости осадки фундамента от вертикальной нагрузки на рис. 6. Несущая способность фундамента при осадке 30 мм составила 307 кН.

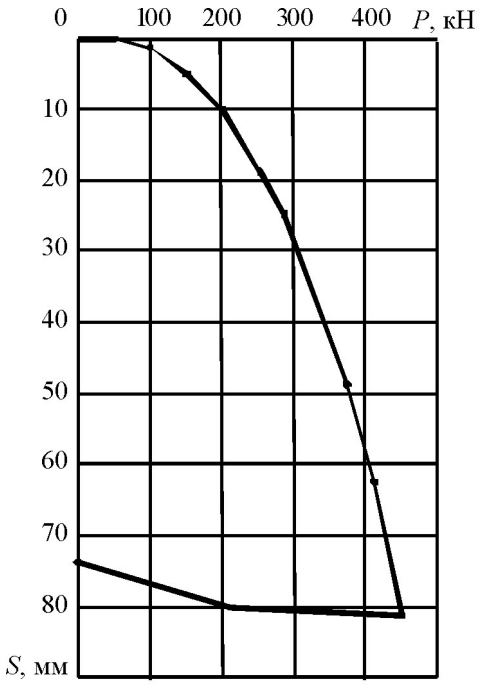

Рис. 6. График испытания на вертикальную нагрузку опытного фундамента в вытрамбованном котловане

Расчет несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах на действие вертикальной нагрузки, принимаемой для проектирования, выполнялся по вышеизложенной методике с использованием данных статического зондирования по формуле (2).

В связи с тем, что ростверк в виде сплошной плиты опирался на фундаменты, расположенные равномерно по всей площади плиты с определенным шагом, была проверена несущая способность грунта основания как сплошного массива, образованного в результате уплотнения грунта при вытрамбовывании котлована. При этом определено среднее давление под подошвой полученного массива основания, которое не превышало расчетного сопротивления грунта основания.

Фундаменты возводились с помощью установки, выполненной на базе крана РДК-25. Трамбовка принята бипирамидальной формы с размерами по верху 1,1×1,1 м, по низу 0,6×0,6 м, на глубине 1,2 м – 1,05×1,05 м и длиной 3,0 м. Щебень в котлован засыпался экскаватором на базе трактора «Беларусь» порциями по 0,5 м^3. Бетонная смесь транспортировалась автобетоновозами и подавалась в котлован.

Проведенное экспериментальное строительство позволяет рекомендовать такие фундаменты для широкого применения под колонны каркасных зданий и сооружений.

Эффект от внедрения фундаментов в вытрамбованных котлованах был достигнут за счет сокращения расхода материалов, уменьшения затрат труда и составил по двум объектам 4,4 млн руб. в текущих ценах.

Список литературы

1. Крутов В.И., Багдасаров Ю.А., Рабинович И.Г. Фундаменты в вытрамбованных котлованах. – М.: Стройиздат, 1985. – 164 с.

2. Ахметов Д.Д., Коновалов П.А., Епанешников Л.О. Опыт возведения зданий и сооружений на просадочных грунтах, формирующих сложный рельеф // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2005. – № 3. – С. 21–25.

3. Руководство по проектированию и устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах. – М.: Стройиздат, 1981. – 56 с.

4. Гончаров Б.В., Галимнурова О.В., Гареева Н.Б. Об эффективности фундаментов в вытрамбовнных котлованах в непросадочных глинистых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 1. – С. 13–15.

5. Шишкин В.Я., Аникеев А.А. Уплотнение грунтов основания щебеночными сваями // Жилищное строительство. – 2012. – № 9. – С. 33–37.

6. Совершенствование оборудования для устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах / Ю.Е. Пономаренко, М.В. Максимов, В.И. Крутов, Л.В. Ерофеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991. – № 6. – С. 19–21.

7. Готман А.Л., Миткина Г.В., Шеменков Ю.М. Исследование вертикально нагруженных фундаментов в вытрамбованных котлованах и расчет их несущей способности // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1996. – № 5. – С. 19–23.

8. Экспериментальные исследования фундаментов в вытрамбованных котлованах в грунтовых условиях г. Челябинска / Ю.М. Шеменков, А.Л. Готмап, С.А. Помазанов, В.Г. Мусорин, Э.Л. Толмачев // Тр. Уфимского НИИпромстроя. – 1990. – С. 54–61.

9. Рабинович Н.Г., Чахвадзе А.Г. Обобщение результатов статических испытаний фундаментов в вытрамбованных котлованах на просадочных грунтах // Тр. НИИ оснований. – 1987. – Вып. 88. – С. 157–162.

10. Yu H.S. Cavity expansion methods in geomechanics // Springer Science + Business Media. – 2000. – P. 285–286.

11. Randolph M.F., Dolwin J., Beck R. Design of driven piles in sand // Geotechnique. – 1994. – № 44 (3). – P. 173–183.

12. Готман А.Л., Зиязов Я.Ш. Определение несущей способности набивных свай в выштампованном ложе // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. – № 2. – С. 12–15.

References

1. Krutov V.I., Bagdasarov Iu.A., Rabinovich I.G. Fundamenty v vytrambovannykh kotlovanakh [Foundations in tamped pits]. Moscow: Stroiizdat, 1985. 164 p.

2. Akhmetov D.D., Konovalov P.A., Epaneshnikov L.O. Opyt vozvedeniia zdanii i sooruzhenii na prosadochnykh gruntakh, formiruiushchikh slozhnyi rel'ef [Experience of buildings and structures construction in collapsible soils generating the dissected topography]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 2005, no. 3, pp. 21-25.

3. Rukovodstvo po proektirovaniiu i ustroistvu fundamentov v vytrambovannykh kotlovanakh [Manual on design and construction of foundations in tamped pits]. Moscow: Stroiizdat, 1981. 56 p.

4. Goncharov B.V., Galimnurova O.V., Gareeva N.B. Ob effektivnosti fundamentov v vytrambovannykh kotlovanakh v neprosadochnykh glinistykh gruntakh [On efficiency of foundations in tamped pits in non collapsible clay soils]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 2007, no. 1, pp. 13-15.

5. Shishkin V.Ia., Anikeev A.A. Uplotnenie gruntov osnovaniia shchebenochnymi svaiami [Soil compaction with crushed stone piles]. *Zhilizhchnoe stroitel'stvo*, 2012, no. 9, pp. 33-37.

6. Ponomarenko Iu.E., Maksimov M.V., Krutov V.I., Erofeev L.V. Sovershenstvovanie oborudovaniya dlya ustroistva fundamentov v vytrambovannykh kotlovanakh [Perfecting of equipment for construction of foundations in tamped pits]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 1991, no. 6, pp. 19-21.

7. Gotman A.L., Mitkina G.V., Shemenkov Iu.M. Issledovanie vertikal'no nagruzhennykh fundamentov v vytrambovannykh kotlovanakh i raschet ikh nesushchei sposobnosti [Investigation of vertically loaded foundations in tamped pits and analysis of their bearing capacity]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 1996, no. 5, pp. 19-23.

8. Shemenkov Yu.M., Gotman A.L., Pomazanov S.A.,Musorin V.G., Tolmachev E.L. Eksperimental'nye issledovaniia fundamentov v vytrambovannykh kotlovanakh v gruntovykh usloviiakh goroda Chelyabinska [Experimental investigations of foundations in tamped pits in soil conditions of Chelyabinsk city]. *Trudy Ufimskogo NIIpromstroya*, 1990, pp. 54-61.

9. Rabinovich I.G., Chakhvadze A.G. Obobshchenie rezul'tatov staticheskikh ispytanii fundamentov v vytrambovannykh kotlovanakh na prosadochnykh gruntakh [Generalization of foundations static tests results in tamped pits in collapsible soils]. *Trudy NIIosnovanii*, 1987, vol. 88, pp. 157-162.

10. Yu H.S. Cavity expansion methods in geomechanics. *Springer Science + Business Media*, 2000, pp. 285-286.

11. Randolph M.F., Dolwin J., Beck R. Design of driven piles in sand. *Geotechnique*, 1994, no. 44 (3), pp. 173-183.

12. Gotman A.L., Ziiazov Ia.Sh. Opredelenie nesushchei sposobnosti nabivnykh svai v vyshtampovannom lozhe [Evaluation of cast-in-place piles load capacity in a tamped pit]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 1984, no. 2, pp. 12-15.

Получено 16.06.2015

Об авторах

Готман Альфред Леонидович (Пермь, Россия) – доктор технических наук, профессор, профессор кафедры «Строительное производство и геотехника» Пермского национального политехнического университета (614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, e-mail: gotmans@mail.ru).

Шеменков Юрий Михайлович (Уфа, Россия) – доктор технических наук, зав. отделом строительных конструкций ГУП Института «БашНИИстрой» (450064, г. Уфа, ул. Конституции, 3, e-mail: niistroy@mail.ru).

About the authors

Al'fred L. Gotman (Perm, Russian Federation) – Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Theoretical Mechanics, Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky av., Perm, 614990, Russian Federation, e-mail: gotmans @mail.ru).

Iurii M. Shemenkov (Ufa, Russian Federation) – Doctor of Technical Sciences, Head of Department of Constructions, Institute "BashNIIstroy" (3, Konstituzii st., Ufa, 450064, Russian Federation, e-mail: niistroy@mail.ru).