

УДК 624.131.53

**РАСЧЕТНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ
ПРЕДЕЛЬНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
И НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ
ОПЫТНОЙ БУРОНАБИВНОЙ СВАИ**

Борозенец Л.М.

*Тольяттинский государственный университет,
г. Тольятти, Россия*

Проведены расчетные исследования предельной несущей способности и нелинейной деформации основания опытной буронабивной сваи. Выявлено, что по причине «технологического дефекта» предельная несущая способность по опытным данным на 2892 кН получилась меньше возможной расчетной при одинаковой осадке сваи.

The calculated researches of the ultimate bearing capacity and non-linear displacement of its foundation were pursued. It was found out that because of the “technological defect” the ultimate bearing capacity of experimental results on 2892 kN was lower than the possible calculation under the same immersion of stilt.

Введение. По данным авторов экспериментального исследования буронабивных свай [2] перед началом проектирования и устройства свайных фундаментов под опоры водоводов Загорской гидроаккумулирующей электростанции были проведены опытные работы по отработке технологии изготовления и определению их несущей способности. По результатам экспериментального исследования

значение предельной несущей способности основания, например, буронабивной сваи № 7 составило 7915,5 кН.

По данным расчетной проверки с использованием положений законченной модели теории нелинейного упругого и пластически-фрикционного деформирования предельно напряженного грунта значение предельной несущей способности суглинистого основания той же сваи получилось 10 806,9 кН [1]. Выявленное расхождение в значениях предельной несущей способности основания буронабивной сваи послужило поводом для проведения анализа результатов экспериментального и расчётного исследования в настоящей работе с целью установления истинной причины данного расхождения значений по несущей способности основания.

Экспериментальное исследование условий формирования предельной несущей способности и деформации основания буронабивной сваи. Состав грунтового основания: с поверхности до глубины 5 м залегают покровные и до глубины 35 м подстилающие моренные суглинки с включениями гравия, гальки, валунов.

Давление бетона на стенки скважины измерялось с помощью тензорезисторных месдоз. Бетонирование производилось через бункер с направляющим патрубком. Бетонная смесь с осадкой конуса 20-22 см подавалась в скважину прямым сбросом. Показания по месдозам снимались после сброса в скважину бетона с удельным весом $\gamma_6 = 23,3 \text{ кН/м}^3$ из бадьи объемом 3 м^3 . Характер распределения горизонтальных давлений бетона σ_γ измеренных месдозами по глубине сваи №7 после бетонирования и при нагружении, показан на рис. 1.

Буронабивные сваи через 2-6 месяцев после изготовления испытывались осевой вертикальной статической нагрузкой. График зависимости осадки сваи №7 от нагрузки показан на рис. 2. Нагрузка на сваю была доведена до $N_0 = 7600 \text{ кН}$, достигнутая осадка составила 34 мм.

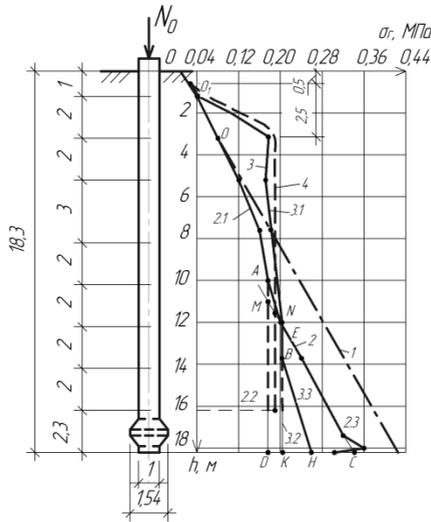


Рис. 1. Эпюры радиального давления σ_r , по длине сваи №7

после бетонирования и при нагружении:

- 1 – гидростатическое давление бетонной смеси;
- 2 – после заполнения скважины; 3 – при нагрузке 7600 кН; 4 – расчетная эпюра давления связности грунта

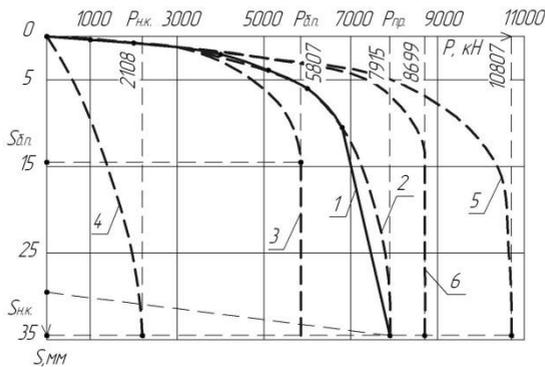


Рис. 2. Графики зависимости осадки от вертикальной нагрузки буронабивной сваи №7:

- 1 – экспериментальный; 2 – аппроксимированный по экспериментальным данным; 3 – расчетный по боковой поверхности ствола сваи по данным опыта;
- 4 – расчетный по боковой поверхности уплотненного ядра грунта в виде сложного тангенсоида вращения под уширением ствола и нижним концом сваи;
- 5 – расчетный график возможной несущей способности сваи; 6 – то же боковой поверхности ствола сваи

Расчетное исследование предельной несущей способности основания буронабивной сваи. Последовательно анализируются эпюра давлений 2 после укладки бетона в скважине и эпюра давлений 3 в процессе нагружения сваи (см. рис. 1).

Прямая МС участка эпюры 2.2 обозначает теоретическую эпюру «динамогидростатического» давления. На основании этого давления делается заключение о том, что при прямом сбросе бетона в буровую скважину диаметром 1 м в сухом суглинистом основании расчетное динамогидростатическое давление на стенки скважины проявляется с глубины 10,8 м и подчиняется гидростатическому закону для тяжелой жидкости с плотностью бетона.

Приращение динамогидростатического давления бетона на стенку скважины в точке М на глубине 10,8 м и то же в точке С на глубине 18,3 м расширяет скважину, в результате чего форма нижней части сваи приобретает вид усеченного кругового конуса с основанием у нижнего конца сваи. В таком состоянии боковая поверхность расширенной нижней части фактически выключается из работы.

Для подтверждения вывода о выключении из работы расширенной нижней части ствола сваи выполняется расчёт равномерно распределённого давления грунтов на её боковую поверхность по экспериментальной и расчётной предельной нагрузке на основании.

Предельные сжимающее нормальное давление и равное ему по значению сдвигающее касательное сопротивление сдвигу на боковой поверхности ствола сваи по состояниям предельных равновесий

$$\sigma_{r,i} = \tau_i = (c + \sigma_\gamma K_1)k, \quad (1)$$

где c – удельное сцепление грунта; σ_γ – удельное давление объемной силы тяжести скелета сухого грунта; K_1 – суммарный коэффициент внутренней связности и трения грунта в основании сваи.

То же по боковой поверхности сложного уплотненного ядра грунта в виде усеченного конуса под уширением ствола сваи и тангенсоида вращения под ее нижним концом

$$\sigma_{r,i} = \tau_i = (c + \sigma_\gamma)K_1k, \quad (2)$$

$$K_1 = \Sigma tg\theta_i = tg\theta_1 + tg\theta_2 + tg\theta_3 + tg\theta_4 + tg\theta_5; \quad (3)$$

где θ_i – углы внутренней связности и трения грунта; k – коэффициент давления удельного веса скелета сухого грунта и удельного сцепления c

$$k = \sin \varphi + \cos \varphi, \quad (4)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта.

Площадь боковой поверхности уплотненного ядра грунта в виде сложного тангенсоида вращения под уширением ствола и нижним концом сваи (рис. 3).

$$A_{я} = A_{я4} + A_{я5} = 6,1 \text{ м}^2. \quad (5)$$

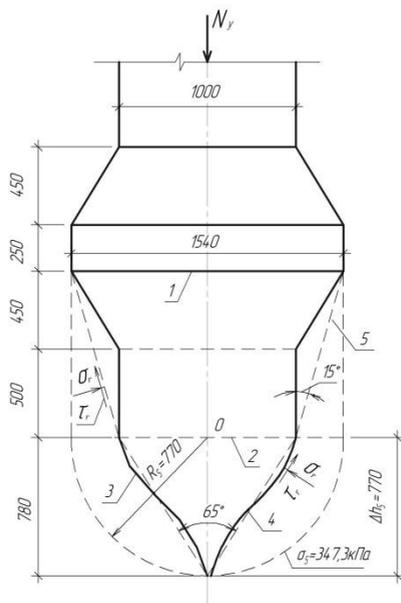


Рис. 3. Расчетная схема сложного уплотненного ядра грунта в виде усеченного конуса под уширением ствола сваи и тангенсоида вращения под ее нижним концом:

- 1 – низ уширения; 2 – нижний конец сваи; 3 – составное уплотненное ядро грунта в виде тангенсоида вращения и усеченного конуса; 4 – прямой конус; 5 – усеченный конус

Предельная несущая способность уширения ствола и нижнего конца сваи

$$F_{d,нк} = A_{я}(c + \sigma_{\gamma})K_1k = 21081 \text{ кН.} \quad (6)$$

Полная нагрузка на нижний конец сваи

$$N = N_0 + G_5 = 79155 \text{ кН,} \quad (7)$$

где $G_5 = 351,5$ кН – собственный вес сваи.

Опытная предельная несущая способность грунтов по боковой цилиндрической поверхности ствола сваи

$$F_{d,\delta n} = N - F_{d,нк} = 5807,4 \text{ кН.} \quad (8)$$

Расширение скважины от динамогидростатического давления начинается от координаты глубины 11,6 м в точке N.

Предельная несущая способность боковой поверхности цилиндрической части ствола сваи по расчётным давлениям

$$F_{d,\delta n} = \tau_{nc,1}A_1 + \tau_{nc,2}A_2 + \tau_{nc,3}A_3 = \tau_{mc}A_{mc} = 5807,3 \text{ кН,} \quad (9)$$

Разность опытного и расчётного значений получилась фактически нулевая. Следовательно, в технологии изготовления буронабивных свай с прямым сбросом бетонной смеси следует учитывать влияние дополнительного приращения динамогидростатического давления на стенки скважин, способного деформировать и вытеснять грунт с увеличением их диаметров, что в конической форме уширения является недопустимым и является «технологическим дефектом».

Возможная предельная расчётная несущая способность основания сваи без учёта технологического дефекта при $F_{d,\delta n} = 8699$ кН

$$F_d = F_{d,\delta n} + F_{d,нк} = 108069 \text{ кН.} \quad (10)$$

Расчетное исследование предельной нелинейной деформации основания буронабивной сваи. Теоретическое определение предельной осадки данной сваи базируется на предположении, что она

формируется исключительно как результат деформации основания под уширением ствола сваи и ее нижним концом (см. рис. 3). Предельные сжимающие нормальные напряжения σ_i и равные им по значению сдвиговые касательные τ_i при предельном равновесии грунта выражается равенством (2).

После решения уравнений состояния с определением предельных значений напряжений в основании под уширением ствола и нижним концом сваи с теоретическим построением уплотненного ядра рассчитываются геометрические параметры и их соотношения для выбора физических уравнений по начальным, промежуточным и конечным краевым предельным напряжениям в его основании. Конечное максимальное краевое предельное напряжение σ_5 ограничивается полупространством основания с радиусом R_5 , совмещенным с плоскостью нижнего конца сваи по ее оси в точке О с практическим совпадением вершины тангенсоида вращения с поверхностью полупространства.

Радиусы границ зон предельных напряжений по глубине ограниченного полупространства приведены в табл. 1.

Таблица 1

Значения попредельноравновесных деформаций

№ СПР*	θ_i , град	$\text{tg } \theta_i$	σ_i , кПа	τ_i , кПа	$\Sigma\sigma_i$, кПа	$\Sigma\tau_i$, кПа	R_i , м	Δh_i , м	ΔS_i , мм
σ_0	-	-	3,70	-	-	-	86,26	71,69	12,0
σ_{str}	-	-	18,34	-	-	-	14,57	4,88	1,6
1	24	0,445	26,51	26,51	26,51	26,51	10,09	6,12	4,5
2	34,	0,687	40,92	40,92	67,43	67,43	3,97	1,86	2,8
3	45	1	59,54	59,54	127,0	127,0	2,11	0,86	2,3
4	55,	1,455	86,63	86,63	213,6	213,6	1,25	0,48	2,1
5	66	2,246	133,7	133,7	347,3	347,3	0,77	0,77	8,9
P	-	-	1132,4	-	-	-	-	-	-
* – состояние предельного равновесия									34,2

$$R_i = R_5 \sigma_5 / \sigma_i. \quad (11)$$

Мощность сжимаемых толщ слоёв грунта между границами полусфер (см. табл. 1).

$$\Delta h_5 = R_y; \quad (12)$$

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5; \quad (13)$$

$$\dots\dots\dots \dots\dots$$

$$\Delta h_0 = R_0 - R_{str}. \quad (18)$$

Сжимаемость каждого слоя грунта

$$\Delta S_5 = [0,5(P + \sigma_5) \Delta h_5] / E_5^0; \quad (19)$$

$$\Delta S_4 = [0,5(\sigma_5 + \sigma_4) \Delta h_4] / E_5^0; \quad (20)$$

$$\dots\dots\dots \dots\dots$$

$$\Delta S_{str} = [0,5(\sigma_1 + \sigma_{str}) \Delta h_{str}] / E_5^0; \quad (25)$$

$$\Delta S_0 = [0,5(\sigma_{str} + \sigma_0) \Delta h_0] / E_5^0. \quad (26)$$

Модуль нелинейной общей деформации

$$E_5^0 = k_5^0 E = 64 \text{ МПа}, \quad (27)$$

где $k_5^0 = 0,8206$ – поступенчатый эталонно-модельный коэффициент нелинейной общей деформации.

Суммарная осадка по расчетному исследованию

$$S = \Sigma \Delta S_i = 34,2 \text{ мм}, \quad (28)$$

что практически совпадает с экспериментальной осадкой $S = 34$ мм (см. рис. 2).

Следовательно, предположение о том, что осадка буронабивной сваи с уширением ствола формируется исключительно как результат деформации основания под уширением ствола и нижним концом сваи является обоснованным.

Выводы

1. Определено, что в результате технологического дефекта несущая способность боковой поверхности ствола сваи уменьшилась на 2891,4 кН от максимально физически возможной по расчету.

2. Экспериментальные данные практически полностью совпадают с результатами расчетного исследования, что указывает на объективность положений модели новой теории нелинейного деформирования предельно напряженного грунта.

3. Полная предельная осадка определяется только величиной деформации основания под уширением и нижним концом буронабивной сваи.

4. Предельная несущая способность буронабивной сваи генерируется силами связности и трения грунтов основания как по боковой поверхности ствола сваи, так и уплотненного ядра грунта сложной формы в виде усеченного конуса и тангенсоида вращения.

Литература

1. Борозенец, Л.М. Модель теории нелинейного упругого и пластического деформирования дисперсных грунтов в основаниях фундаментов : материалы Всероссийской науч.-техн. конф. «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» / Л.М. Борозенец. – Новочеркасск : ЮРГТУ (НПИ), 2012. – С. 102–109.

2. Мамонов, В.М. Исследование условий формирования несущей способности и прочности столов буронабивных свай / В.М. Мамонов, П.М. Ермошкин // ОФМГ. – 1982. – № 1. – С. 10–14.