

2. Прибор для исследования свойств грунтов: а. с. 302665 СССР, МКИ G 01 n 33/24 / А.Л. Крыжановский, Э.И. Воронцов, А.А. Музафаров., Б.Л. Морозов. - № 1409204/29-14; заявл. 02.03.70 // Бюл. -1971. - № 15. - С. 162.

3. Способ определения коэффициентов упругости трансверсально-изотропного грунта: пат. 5618 Республика Беларусь, Е 02 D 1/00 / В.В. Талешкий, заявитель и патентообладатель Белорус. гос. ун-т трансп. - 2003. - 5 с.

УДК 624.1+624.015

## СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РАСЧЕТНЫХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ВИСЯЧИХ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Шведовский П.В., Пойта П.С., Дроневиц А.Ю.

**Введение.** Как известно, несущая способность свай определяется суммой сопротивлений грунта под острием сваи и по ее боковой поверхности [1].

Сравнение норм и стандартов различных стран [1, 2, 3] показывает наличие существенных отличий зависимости расчетных сопротивлений грунта ( $R$  и  $f$ ) в плоскости острия сваи и по боковой поверхности от плотности, влажности и других факторов, а также колебания их численных значений в достаточно больших пределах.

**Анализ расчетных методов.** В европейских странах при расчетах и прогнозах несущей способности свай рекомендуется использовать двух- и трехуровневые факторы безопасности, которые являются аналогами принятых в странах СНГ коэффициентов надежности по нагрузке и по грунту.

Большинство расчетных методов базируются на рассмотрении вертикального равновесия сваи в предельном состоянии. Наиболее распространены методы Нордлунда, API, LCPC и Империл колледж [4,5]. Метод Нордлунда является полумпирическим. Несущую способность сваи по грунту, за счет сопротивления по боковой поверхности  $R_f$  и лобового сопротивления (под нижним концом сваи)  $R_s$ , рекомендуется определять по зависимостям:

$$\left. \begin{aligned} R_f &= K_s \cdot C_F \cdot \sigma'_v \cdot \sin \delta \\ R_s &= \alpha_T \cdot N_q \cdot \sigma'_v \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где  $K_s$  – коэффициент бокового давления грунта;

$C_F$  – поправочный коэффициент для  $K_s$ , при условии  $\delta \neq \varphi$ ;

$\sigma'_v$  – максимальное давление на уровне нижнего конца сваи;

$\delta$  – угол трения материала сваи по грунту;

$\alpha_T$  – геометрический параметр сваи, равный  $\alpha_T = f\left(\frac{Z}{b}\right)$ ;

$N_q$  – коэффициент несущей способности сваи;

$Z$  – расчетная глубина погружения сваи;  $b$  – ширина сваи.

Метод API также полумпирический и несущую способность сваи рекомендуется определять по зависимостям –

$$\left. \begin{aligned} R_f &= \sigma'_v \cdot K_s \cdot \lg \delta \\ R_s &= \sigma'_v(z) \cdot N_q \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где  $\sigma'_v(z)$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи.

При этом величины  $N_q$ ,  $\delta$ ,  $R_f$  и  $R_s$  не могут превышать следующие пределы (таблица 1).

Таблица 1 – Рекомендации API для  $\delta$ ,  $[R_s]$ ,  $N_q$  и  $[R_f]$

Вид грунта, плотность	Коэффициент несущей способности, $N_q$	Угол трения материала сваи и грунта, $\delta$ , град.	Рекомендуемое предельное значение	
			$[R_f]$ , кПа	$[R_s]$ , МПа
Пески разнородные:				
- очень рыхлые	8	15	47,8	1,9
- рыхлые	12	20	67,0	2,9
- средней плотности	20	25	81,3	4,8
- плотные	40	30	95,7	9,6
- очень плотные	50	35	114,8	12,0
Пески пылеватые:				
- рыхлые	8	15	47,8	1,9
- средней плотности	12	20	67,0	2,9
- плотные	20	25	81,3	4,8
- очень плотные	40	30	95,7	9,6
Пески заиленные и пылеватоглинистые:				
- средней плотности	8	15	47,8	1,9
- плотные	12	20	67,0	2,9
- очень плотные	20	25	81,3	4,8

Метод LCPC позволяет определить несущую способность сваи на основании зависимости  $R_f$  от типа сваи, метода устройства и  $R_s$ . При этом максимальное ограничение для песчаных грунтов, в зависимости от категории свай, представлено в таблице 2, а прогнозируемое значение  $R_f$  может быть определено по зависимости

$$R_f = \frac{R_s}{\alpha_{LCPC}}, \quad (3)$$

где  $\alpha_{LCPC}$  – коэффициент трения материала сваи по грунту.

Таблица 2 – Значения  $R_s$ ,  $\alpha_{LCPC}$  и рекомендуемых предельных величин  $[R_f]$

Состояние грунта	$R_s$ , МПа	$\alpha_{LCPC}$		$[R_f]$ , МПа	
		категория свай			
		бетон	металл	бетон	металл
Рыхлые	<5	60	120	0,035	0,035
Средней плотности	5-12	100	200	0,08	0,08
От плотного до очень плотного	>12	150	200	0,12	0,12

Данный метод рекомендует при расчетах  $R_f$  вводить поправочный несущий коэффициент  $k_s$ , численно равный 0,7 для рыхлых, 0,5 – средней плотности и 0,4 – плотных и очень плотных песков.

Метод Империял колледж базируется на величине радиального напряжения в зоне ниже конца сваи и

$$R_f = \sigma_r \cdot tg \delta, \quad (4)$$

где  $\sigma_r$  – местное радиальное напряжение, равное

$$\sigma_r = 0,029 \cdot R_s \left( \frac{\sigma_v}{P_a} \right)^{0,13} \left( \frac{h}{R} \right)^{-0,38}; \quad (5)$$

$P_a$  – атмосферное давление и  $P=100$  кПа;  $R$  и  $h$  – радиус и длина заглубления сваи.

Данный метод более полно учитывает грунтовые и другие условия, так как рекомендуемый коэффициент трения определен по данным таких специфических факторов, как расчетный диаметр фракций, форма и тип минеральных агрегатов, прочность материала и шероховатость поверхности свай.

Погрешности предложенных методов при использовании рекомендуемых параметров и величин их предельных значений и параметров, полученных экспериментально по данным более чем 48 объектов, приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Погрешности расчетных методов

Тип свай	Метод расчета	для $(R_c + R_f)$	для $R_f$	для $R_c$
		прогнозируемая (расчетная) величина		
		замеренная величина		
В металлической трубе	Норлунд	1,12/1,14	1,2/1,23	0,85/0,85
	API	0,75/0,85	0,57/0,76	1,16/1,16
	LCPC	0,83/1,11	0,57/0,94	1,71/1,71
	Империл колледж	0,81/0,96	0,74/1,03	1,05/0,92
Без оболочки	Норлунд	1,29/1,15	1,65/1,43	0,62/0,62
	API	0,99/0,81	1,06/0,79	0,86/0,86
	LCPC	0,93/1,25	0,76/1,25	1,25/1,25
	Империл колледж	1,04/1,01	1,1/0,83	0,92/1,17
В пластиковой трубе	Норлунд	1,33/1,15	1,61/1,35	0,68/0,68
	API	0,81/0,99	0,75/1,0	0,94/0,94
	LCPC	0,92/1,25	0,72/1,19	1,38/1,38
	Империл колледж	1,15/1,16	1,19/1,07	1,38/1,34

Анализ данных таблицы 3 позволяет сделать следующие выводы:

- прогнозируемые величины несущей способности по методу Нордлунда для всех типов свай завышены от 12 до 33% при использовании рекомендуемых параметров и величин их предельных значений и до 14% – для параметров, полученных экспериментально. При этом характерным является значительное завышение (до 45%) величин сопротивления по боковой поверхности  $R_s$  и значимое занижение (до 40%) величины сопротивления под нижним концом свай;

- методы API и LCPC при использовании рекомендуемых параметров занижают несущую способность свай от 5 до 25%, а для экспериментально полученных параметров завышают ее на 10–25%;

- метод Империл колледж как завышает, так и занижает несущую способность – в зависимости от ее типа;

- для свай без оболочек наиболее достоверные значения несущей способности дают методы API, LCPC и Империл колледж, а для свай в оболочках – LCPC.

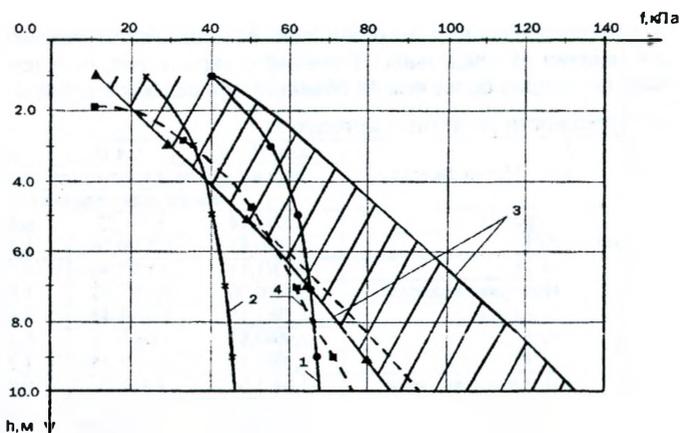
Как видно из таблицы 1, несущая способность забивных свай почти на 90% формируется за счет сил трения грунта по боковой поверхности свай.

В то же время, анализ результатов испытаний в различных грунтовых и инженерно-геологических условиях нашей республики свидетельствует, что несущая способность висячих свай не более чем на 50–80% определяется сопротивлением грунтов по боковой поверхности [2, 6, 7].

Такое несоответствие, на наш взгляд, определяется недостаточно достоверным учетом исходного состояния грунтового массива, несовершенством технологий устройства свай и, бесспорно, глубиной ее погружения, которые формируют зону уплотнения вокруг ствола и связанных с ним упрочнение грунта, с одной стороны, и разрушение структурных и водно-коллоидных связей, с другой.

Анализ экспериментальных данных. Проведенные нами исследования позволили получить достоверное значение угла внутреннего трения  $\varphi$  через среднее значение коэффициента пористости грунта  $e_{cp}$  и следовательно определять точные значения  $f_c$ .

Результаты сравнительных расчетов по стандартным методикам [1, 5] и предложенным нами расчетным зависимостям приведены на рисунке 1.



1 – данные [1]; 2 – данные [5]; 3 – результаты вычислений по методике авторов (границы изменения); 4 – результаты вычислений по методу LCPC

Рисунок 1 – Изменение  $f_i$  с глубиной:

Анализ полученных данных показывает, что характер изменения  $f_i$  с глубиной, построенный по данным таблицы [5] и таблицы 6.2 [1], практически один и тот же. До глубины 3–4 м значения  $f_i$  интенсивно увеличиваются, а с дальнейшим увеличением глубины приращение  $f_i$  незначительно. Вместе с тем, значения  $f_i$  по [1] в 1,48...1,73 раза больше, чем по [5]. Это различие более существенно на метровой глубине, и с увеличением глубины оно уменьшается.

Совсем другая картина изменения  $f_i$ , вычисленных по методике, разработанной авторами [8]. На метровой глубине разброс значений  $f_i$  составляет от 11,0 до 41,0 кПа, т.е. возрастает более чем в 3,72 раза. Это очень важный момент, ибо по [1, 5] для песков мелких средней плотности имеем одно значение  $f_i$ , т.е. прочность грунта никакого значения не имеет, что противоречит основным законам механики грунтов. Вместе с тем, нижнее значение  $f_i$  на метровой глубине по [5] в 2,1 раза больше полученных по [8], а  $f_i$  по [1] в 3,6 раза больше этих значений. На глубине 4,0 м значения  $f_i$  по [5] такие же, как минимальные значения, полученные по [8]. Ниже этой глубины различие между данными по [5] и по [8] резко увеличиваются. На глубине 9,0 м  $f_i$  по [5] составляет 56,0% от минимального значения  $f_i$  по [8] и всего лишь 36% от максимального значения  $f_i$ . Тенденция изменения  $f_i$ , определенных по [1] такая же, но различие между  $f_i$ , полученных различными методами меньше. Тем не менее, значение  $f_i$  по [1] на глубине 7,0 м равно минимальным значениям, вычисленным по [8], но меньше максимального значения на этой глубине почти в 1,6 раза. С ростом глубины это различие существенно увеличивается. На глубине 9,0 м  $f_i$  по [1] уже составляют 79,0% от минимальных значений, найденных по [8] и всего лишь 54,0% от максимальных значений. Таким образом, очевидно, что наиболее существенное увеличение  $f_i$  по [1, 5] наблюдается до глубины 4,0 м. При большей глубине интенсивность роста  $f_i$  мала. Но следует отметить, что с увеличением глубины боковое давление грунта на сваю увеличивается.

Из методов, применяемых в европейских странах, наиболее близкие результаты к фактическим дает методу LCPC (рис. 1, кривая 4). По крайней мере, он более полно отражает характер изменения  $f_i$  по глубине.

Проведенный нами сравнительный анализ, позволяет наметить дальнейший путь уточнения методов определения несущей способности свай и, в частности, оценки значений расчетного сопротивления свай по боковой поверхности.

#### **Заключение**

1. Выполненный анализ определения несущей способности забивных свай в различных грунтовых условиях показывает на наличие некоторых особенностей работы свай в верхней зоне глубиной до 2,0 м, а также зоны уплотнения вокруг ствола сваи, учет которых необходим при уточнении методов расчета.

2. Существующие подходы, рекомендуемые в нормативной отечественной и зарубежной литературе, в определении расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности сваи не учитывают плотность и прочность грунтов, а также изменений состояния грунтового массива, которые имеют место после погружения сваи.

3. Хотя предложенные подходы в определении  $f$ , являются более достоверными чем существующие, так как они учитывают изменение деформационно-прочностных характеристик грунтов после забивки свай, однако требуются дальнейшие исследования совместной работы свай и грунтовых массивов.

#### **Список цитированных источников**

1. Проектирование забивных свай: пособие П4-2000 к СНБ 5.01.01-99 / В.Е. Сеськов [и др.] // Минархстрой РБ. – Минск, 2001. – 68 с.
2. Строительство объектов агропромышленного комплекса. Сер. Строит. материалы и конструкции, здания и сооружения. – 1989. – Вып. 3: Расчет коротких свай на осевые вдавливающие нагрузки. Обзор. информ. – ЦНИИЭПсельстрой. – 72 с.
3. СНиП 2.01.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
4. Stamm J. Die Mantelreibung von Pfählen ein Bruchvorgang. – Geotechnik, Jahrgang 11. – 1988. – № 2. – P. 98–126.
5. Zhang J., Li V. Influence of Supporting Base Characteristics on Shrinkage-Inductd Stresses in Concrete Pavements // Journal of Transportation Engineering. – 2001. – vol. 127. – P. 55-61.
6. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
7. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Изд-во Саратов. ун-та, 1979. – 152 с.
8. Пойта, П.С. Оценка методов определения несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведловский // Вестник БрГТУ. – 2009. – № 1(55): Строительство и архитектура. – С. 30–32.

УДК 624.155.2

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ГРУНТОВ R И F ДЛЯ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ВИНТОВОЙ СВАИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВЕРОЯТНОСТНО-СТАТИСТИЧЕСКОГО МЕТОДА**

**Кравцов В.Н., Чеботарь Л.С.**

**Введение.** В настоящее время для сооружений со значительными комбинированными (выдергивающими, горизонтальными, моментными) нагрузками в Республике Беларусь нашли применение металлические винтовые сваи (далее ВС) [1]. Широкое их внедрение сдерживается отсутствием нормативно-технической базы по проектированию (расчету) в грунтовых условиях Беларуси. Установлено, что отклонение расчетных значений несущей способности винтовых свай от их фактических величин достигает 50% и более, как правило, в сторону занижения.