

ПРОБЛЕМЫ ГЕОТЕХНИКИ И ТРАНСПОРТНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

УДК 624.131+624.138:624.155

СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Пойта П.С., Шведовский П.В., Невейков А.Н., Дроневич А.Ю.

Введение. В настоящее время свайные фундаменты из забивных железобетонных свай занимают значительное место в общем объеме строительства фундаментов. В сложных инженерно-геологических условиях такие фундаменты зачастую оказываются и единственно возможным вариантом.

Учитывая объемы применения свай, очевидно, что огромное значение имеют используемые методы определения их несущей способности. В связи с этим, совершенствование методики определения несущей способности свай на стадии проектирования является важнейшим резервом повышения их эффективности.

В соответствии с действующими нормативными документами [1, 2], основания и фундаменты должны проектироваться на основе обоснованных результатов инженерно-геологических и инженерно-гидрометеорологических изысканий и, при необходимости, специальных исследований.

«Свайные фундаменты следует проектировать:

- на основе результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических, инженерно-гидрометеорологических изысканий строительной площадки...».

Это означает, что вначале на строительной площадке выполняются все виды изысканий, а затем по полученным данным ведется расчет несущей способности свай. Но именно на этой стадии проектирования таких фундаментов допускается весьма условный подход в определении несущей способности.

Анализ экспериментальных данных. Исследованиями многих ученых установлено, что при забивке свай образуются зоны уплотненного грунта [3, 4, 5, 6 и др.]. Радиус этих зон достигает $3d$ (d – диаметр круглой сваи или сторона квадратной сваи). Наибольшее перемещение глинистого грунта происходило в радиусе до $1,1d$. Здесь наблюдалось прилипание частиц грунта к боковой поверхности сваи и их перемещение вместе с ней. В радиусе от $0,1d$ до $3d$ частицы грунта испытывали радиальное перемещение, здесь происходило уплотнение и упрочнение естественной структуры грунта.

Вместе с тем, при погружении свай в различных грунтах происходят разнообразные процессы. Структура окружающего грунта подвергается значительным изменениям. С одной стороны, забивка свай в песчаные грунты вызывает уплотнение и связанное с ним упрочнение: увеличивается плотность сухого грунта (ρ_d), уменьшается коэффициент пористости (e), возрастает угол внутреннего трения (φ), модуль деформации (E_0).

При погружении свай в глинистые грунты также имеет место увеличение плотности сухого грунта, угла внутреннего трения, модуля деформации. Однако для таких грунтов вследствие разрушения структурных связей между частицами грунта резко снижаются силы сцепления. При низкой влажности и большом

структурном сцеплении повышение плотности не всегда компенсирует разрушенные структурные связи, и параметры C и φ перемятого грунта могут оказаться ниже, чем в грунте природной структуры.

Кроме того, исследованиями [5, 6] установлено, что при погружении забивных свай в плотные пески происходит выпирание и разрыхление верхнего слоя толщиной 0,5...1,5 м. Почти не меняются свойства глинистого грунта толщиной 0,5...1,0 м, примыкающего к поверхности, зато в рыхлых песках забивка свай вызывает значительное повышение плотности почти с поверхности, увеличение параметров прочности модуля деформации.

Изменение структуры грунта после погружения свай подтверждается опытами Мейерхольда, Экстрема [7, 8]. Было установлено, что при погружении забивных свай в песчаный грунт он может сильно уплотниться (рисунок 1). Степень уплотнения зависит от гранулометрического состава, прикладываемого усилия при погружении, расстояния между сваями в кусте.

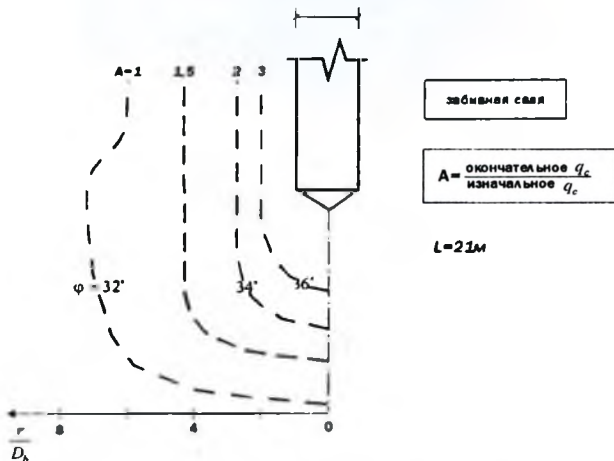


Рисунок 1 – Уплотнение песчаных грунтов после погружения свай

Из рисунка 1 видно, что после погружения свай уплотняется зона грунта, равная $6D_b$ от оси свай. На расстоянии $(4,0...4,3)D_b$ удельное сопротивление грунта под наконечником зонда возрастает в 1,5 раза, а на расстоянии $2D_b$ – в три раза. Если изначальное значение угла внутреннего трения грунта равно 32° , то после погружения в зоне, расположенной на расстоянии $2D_b$ – $\varphi = 36^\circ$. Возникает вопрос: а как учитываются происходящие структурные преобразования в грунтах после погружения свай при определении их несущей способности? Ответ может быть слишком жесткий – но эти изменения в расчете F_d не учитываются. Свидетельством тому может быть недобивка до проектной отметки свай, погружаемых в песчаные грунты (рис. 2).

Следовательно, очевидным является тот факт, что при определении несущей способности забивной свай необходимо прогнозировать изменение параметров грунта в процессе ее погружения. Методы определения расчетных сопротивлений грунта по боковой поверхности свай и в плоскости ее острия должны строиться именно на прогнозных показателях грунтов. Неучет этого фактора даст

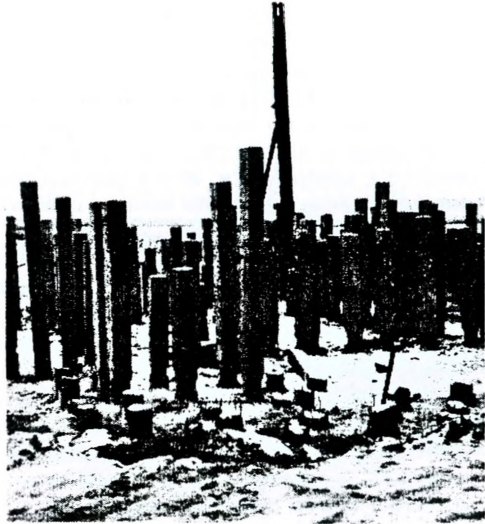


Рисунок 2 – Общий вид свайного поля на строительных площадках «Ковалево» (г. Брест)

весьма приближенную оценку несущей способности свай, и, в конечном итоге, мы часто имеем множество свай, которые не удалось погрузить на расчетную глубину, а значит их надо срубывать. Очевидно, что это – вопросы эффективности и экономичности проектных решений. Более правильным будет, на наш взгляд, при определении сопротивления грунта по боковой поверхности свай воспользоваться предложением Ф.К. Лапшина, в соответствии с которым величина R_{β} равна

$$R_{\beta} = K_0 \frac{1-\xi}{2} [\operatorname{tg}\varphi(P_n - P_o) + C + P_o \operatorname{tg}\varphi], \quad (1)$$

$$\text{где } K_0 = \frac{0,5E_{\text{упр}}}{M(1-2\nu)[P_n(1+\nu) - P_o] + (1+\nu)(P_n - P_o)};$$

$E_{\text{упр}}$ – модуль деформации грунта в упругой зоне;

$$M = \frac{E_{\text{упр}}}{E_{\text{пл}}};$$

$E_{\text{пл}}$ – модуль деформации грунта в пластической зоне;

$$\xi = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right);$$

φ – угол внутреннего трения грунта;

P_o – природное горизонтальное давление покоя грунта на рассматриваемой глубине;

P_n – давление, при котором начинается образование областей предельного равновесия;

$$P_n = \frac{2(P_o + \bar{C} \operatorname{ctg}\varphi)}{1+\xi} - \bar{C} \operatorname{ctg}\varphi;$$

C – удельное сцепление;

$$\bar{C} = C - P_o \operatorname{tg}\varphi;$$

ν – коэффициент Пуассона.

Нами были вычислены значения R_f для свай, погружаемых в мелкие пески, имеющих различный удельный вес, различные величины параметров прочности, коэффициент ν . Результаты вычислений представлены в виде графиков на рисунке 3.

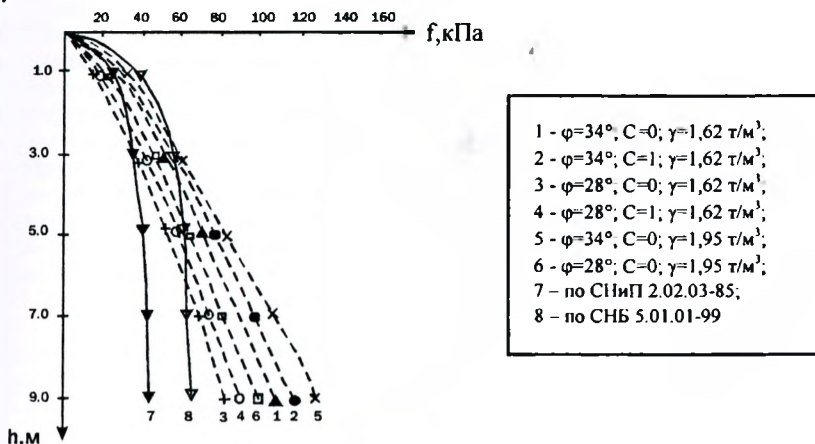


Рисунок 3 – Изменение расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности забивных свай

Сравнение значений R_f , определенных по [9] и [2], показывает, что сопротивление грунта по боковой поверхности сваи по нашим нормам, в среднем, в 1,49...1,56 раза больше. Это, естественно, значительный шаг к экономии материалов при строительстве свайных фундаментов. Но сравним результаты вычислений R_f , при $\varphi = 28^\circ$ и $\varphi = 34^\circ$, $C = 0$. Пески мелкие при данных значениях угла внутреннего трения φ относятся к пескам средней плотности. Однако, при $\varphi = 34^\circ$ значение R_f , значительно выше на одной и той же глубине, чем при $\varphi = 28^\circ$. Так, на глубине 1,0 м это различие составляет 1,52; на глубине 5,0 м – 1,33; на глубине 9,0 м – 1,32. Сравнивая вычисленные значения R_f , с данными, полученными [2], видим, что это различие составляет:

- на глубине 1,0 м – 1,03 и 0,75 соответственно;
- на глубине 5,0 м – 1,18 и 0,90 соответственно;
- на глубине 9,0 м – 1,60 и 1,26 соответственно.

Отсюда очевидно, что значения R_f , вычисленные по формуле (1), с ростом глубины погружения сваи увеличиваются с большей скоростью, чем по [2]. Если при постоянных значениях угла внутреннего трения и удельного веса принять сцепление равным 1,0 кПа, то имеем увеличение R_f в среднем еще на 5%. Следует отметить, природа C объясняется не только наличием внутренних связей между частицами, но и зацеплением между ними [10]. Если учесть изменение плотности грунта после погружения сваи, то различие между R_f , определенному по (1) и [2], достигает:

- на глубине 1,0 м – 0,6;
- на глубине 5,0 м – 1,27;
- на глубине 9,0 м – 1,86.

Значение R_f , еще больше возрастает при увеличении γ .

Как видно, самые низкие значения $R_{\text{св}}$, полученные по (1), в сравнении с данными [2] имеем на глубине 1,0 м. Но, по крайней мере, значения $R_{\text{св}}$, определенные по [2], вызывают сомнения, ибо, как отмечено выше, в зоне, примыкающей к поверхности при забивке свай, мы получаем зону разуплотненного грунта. Это означает, что значения $R_{\text{св}}$ по СНБ в этой зоне грунта завышены. Однако уже с глубины 3,0 м эта картина меняется на противоположную. Как показывают наши расчеты, на глубине 6,0 м значения $R_{\text{св}}$, определенные по (1), превышают данные [2] даже для грунтов, обладающих весьма низкими показателями. Именно этим может быть объяснен факт массовой недобивки свай, погружаемых в песчаные грунты (рисунок 1). Следует отметить, что сопоставление данных для песков средней крупности, крупных, гравелистых дает еще большее различие в значениях сопротивления грунта по боковой поверхности свай. Следует учитывать, что приведенный выше анализ выполнен только по $R_{\text{св}}$, но аналогичная картина имеет место и при определении сопротивления грунта под острием свай. А это означает, что существующие методы расчета несущей способности свай требуют уточнения. Решение такой задачи позволит повысить эффективность свайных фундаментов из забивных свай.

Заключение

1. Существующие методы расчета несущей способности свай не учитывают структурных изменений в грунтах, происходящих при забивке свай. В связи с этим, при погружении свай в песчаные грунты, имеет место неэффективное использование значительной части свай.

2. Оценку несущей способности свай следует производить по прогнозным показателям грунта, определенным по результатам инженерно-геологических изысканий.

3. Предлагаемая методика определения расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности свай учитывает изменение параметров грунта после динамических воздействий.

Список цитированных источников

1. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 1999. – 36 с.
2. П-4 2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование забивных свай. Минск: Минстройархитектуры РБ, 2001. – 68 с.
3. Бабичев, З.В. Совершенствование методов проектирования свайных фундаментов в промышленном и гражданском строительстве / З.В. Бабичев, Г.С. Колесник, И.Б. Рыжков // Обзор. инф. – М.: ЦБНТИ, 1976.
4. Борликов, Г.М. Исследование зоны уплотнения в лессовом грунте вокруг забивной сваи / Г.М. Борликов, В.М. Илишкин // Исследования по механике грунтов, основаниям и фундаментам. – Элиста, 1974.
5. Григорян, А.А. Несущая способность и способ устройства свай в лессовых грунтах / А.А. Григорян, Е.С. Иванов // Тр. к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментам. – М.: Стройиздат, 1973.
6. Ильичев, В.А. Современное состояние фундаментостроения и перспективы его развития: сб. тр. – М.: Стройиздат, 1987. – Т. 1. – 287 с.
7. Meyerhof, G.G. Scale effects of ultimate pile capacity. JGED, ASCE, GT6, 1988.
8. Ekström, J. A field study of model pile behaviour in non-cohesive soils. Ph. D. – Chalmers University of Technology, 1989.
9. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТИ Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
10. Маслов, Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. – М.: Высшая школа, 1982. – 326 с.