

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛЬНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА ПОД НИЖНИМ КОНЦОМ ЗАБИВНОЙ СВАИ

ON END-BEARING CAPACITY FOR DRIVEN PILES

А. А. ГРЕВЦЕВ, канд. техн. наук

В. Г. ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук

Рассматривается оценка лобового сопротивления забивной сваи, получаемая на основе решения задачи о расширении сферической полости в упруго-пластическом грунте. Результаты сравниваются с табличными значениями лобового сопротивления для различных грунтов, приведенными в нормах проектирования свайных фундаментов. Показано, что зачастую нормативные величины отличаются от расчетных как в одну, так и в другую сторону, что свидетельствует о предпочтительности использования расчета по физико-механическим характеристикам, а не по виду грунта.

Method for estimation of the end bearing resistance of the driven pile obtained on the basis of solving the problem of spherical cavity expansion in an elastoplastic soil is presented. The results are compared with the table values provided in the building code for pile foundations for various soils. It is shown that table values differ from the calculated in both directions, which indicates the preference for calculation with physical and mechanical characteristics instead of soil type correlation.

Ключевые слова:

Забивная свая, лобовое сопротивление, расширение полости, упругоэластическая среда

Key words:

Cavity expansion, driven pile, elastoplastic soil, end-bearing capacity

Теоретическая оценка несущей способности конца забивной сваи, погружаемой в грунт, является сложной задачей геотехники вследствие больших деформаций грунта и содержит много неопределенностей. Существующие правила проектирования базируются на обобщении результатов испытаний большого числа свай вертикальной статической нагрузкой, проведенных в различных грунтах с целью установления

предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи, которое определяется в зависимости от плотности и гранулометрического состава песчаных и консистенции глинистых грунтов, а также глубины заложения конца сваи. Такой подход приводит к дискретности в определении сопротивления для песчаных грунтов различной плотности и к одинаковым значениям сопротивления для глинистых грунтов с существенно различными коэффициентами пористости. Кроме того, глубина погружения нижнего конца сваи не отражает влияние бокового давления грунта, которое на одной и той же глубине может отличаться кратно.

Разработка теоретической модели, описывающей работу нижнего конца забивной сваи и дающей согласующиеся с экспериментальными данными оценки, позволила бы производить расчеты предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи на основе механических характеристик грунта и напряженного состояния на глубине заложения.

Различными авторами установлено, что решения теории расширения полости могут быть использованы для оценки несущей способности свай в грунтах. Первым такой подход к определению лобового сопротивления свай предложил К. Терцаги в своей фундаментальной монографии «Строительная механика грунта» [1].

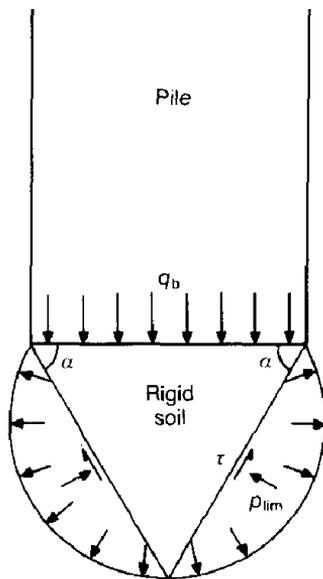


Рис. 1. Модель работы нижнего конца сваи по Рандольфу и др. [4]

Он рассматривал расширение цилиндрической полости по оси сваи. При исследованиях перфорации в металлах Бишоп и Хилл (1945) [2] пришли к выводу, что давление, необходимое для формирования глубокого отверстия в упругопластической среде (при отсутствии трения), пропорционально давлению расширения полости от нулевого радиуса до того же объема при тех же условиях. В механике грунтов Гибсон (1950) [3] первым предложил связать предельное давление расширения сферической полости с предельным сопротивлением грунта под фундаментами глубокого заложения.

Рандольфом и его коллегами [4] была предложена модель работы нижнего конца забивной сваи, согласующаяся с экспериментальными данными и схематично представленная на рис. 1.

Под нижним концом сваи формируется конусообразная область уплотненного грунта с углом у основания α , который определяется углом внутреннего трения грунта ϕ :

$$\alpha = 45^\circ + \phi/2 \quad (1)$$

Предполагается, что уплотненное полусферическое ядро грунта за пределами конусообразной области находится под действием изотропного давления, равного предельному давлению расширения сферической полости P_{ult} . Тогда предельное сопротивление под нижним концом сваи

$$q_b = P_{ult} (1 + \operatorname{tg}\phi \cdot \operatorname{tg}\alpha), \quad (2)$$

что сводит задачу к определению предельного давления расширения сферической полости в грунте в зависимости от его прочностных и деформационных характеристик.

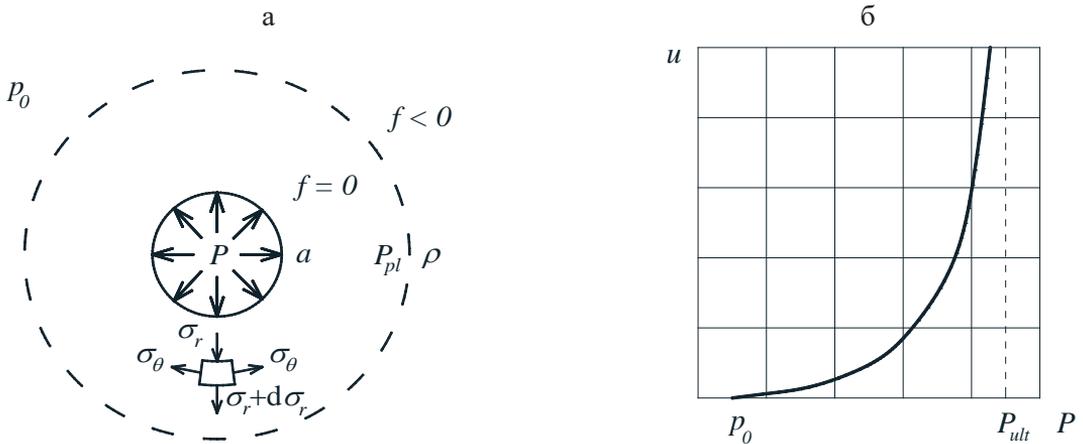


Рис. 2. Задача о расширении полости

Рассмотрим область грунта, содержащую сферическую полость (рис. 2,а). Будем предполагать, что массив грунта однородный и действует природное (гидростатическое) давление P_0 .

При увеличении давления до некоторого значения P_{ult} деформации грунта происходят по упругому закону. При дальнейшем возрастании давления возникает область упругопластической деформации, характеризуемая радиусом пластической зоны P_{pl} . Каждому значению давления в полости соответствует определенный радиус пластической зоны. В зоне пластических деформаций поведение грунта описывается выбранной упругопластической моделью, определяющей критерий текучести и закон приращения пластических деформаций.

На рис. 2,б показан характерный вид кривой давление – перемещение стенки полости. При приближении к определенному давлению в полости P_{ult} , называемому предельным, перемещения стенок полости возрастают неограниченно.

В статье Ю и Хоулсби [5] задача расширения полости в грунте была решена аналитически. Грунт описывается стандартным набором прочностных и деформационных характеристик: углом внутреннего трения ϕ ; сцеплением c ; углом дилатансии μ модулем общей деформации E ; коэффициентом Пуассона ν , действующим природным давлением P_0 , принимаемым равным боковому давлению грунта, а его упругопластическое деформирование — критерием текучести Мора-Кулона и неассоциированным законом течения, использующим постоянный угол дилатансии. В той же работе определение предельного давления расширения полости $P_{ult} = f(\phi, c, \nu, P_0, E, \mu)$, являющегося функцией шести параметров, было сведено к решению громоздкого трансцендентного уравнения.

В работе [6] получена практическая формула определения предельного давления расширения сферической полости, основанная на решении [4]

$$p_{ult} = (p_0 + H) \left(\bar{\alpha} \cdot (E^*)^n + \beta(k_1 \sin \phi + k_2) \right) - H, \quad (3)$$

где $H = c \cdot \operatorname{ctg} \phi$, $E^* = E \frac{(p_0 + H)^{-1}}{1,275 - 1,1\mu}$ – эффективный модуль общей деформации;

$\bar{\alpha} = 1,325$; $n = 0,7$ $\sin(1,8 \phi) + 0,9$; $\beta = 2 \sin \psi / (1 - \sin \psi)$; $k_1 = 0,18E^* - 1,3$; $k_2 = 3,25 - 0,05E^*$.

При развитых пластических деформациях, характерных для процесса погружения забивной сваи, грунт вокруг нее переходит в критическое состояние, пластическое течение в котором характеризуется неизменным объемом (нулевая дилатансия), следовательно, для определения предельного сопротивления под нижним концом забивной сваи в грунтах с выраженной дилатансией необходимо учитывать изменение коэффициента дилатансии от его начального значения Ψ_0 до нулевого.

В работе [7] рассмотрены две зависимости коэффициента дилатансии грунта от его плотности, предложенные в разное время Николаевским [8] и Болтоном [9]. Было показано, что расчеты предельного давления с учетом этих зависимостей дают близкие значения и эффект переменной дилатансии грунта под нижним концом забивной сваи можно учесть, используя для модели Мора-Кулона с постоянной дилатансией эффективный угол дилатансии Ψ' , который в реальном диапазоне можно выразить через Ψ_0 :

$$\beta = \frac{2 \sin \Psi'}{1 - \sin \Psi'} \cong \frac{\sin 3\Psi_0}{2}. \quad (4)$$

Начальное значение дилатансии грунта можно определить по формуле Болтона [10]

$$\Psi_0 = 1,875 \frac{e - e_{\min}}{e_{\max} - e_{\min}} \left(5,4 - \ln \frac{p}{p_a} \right) - 1, \quad (5)$$

где p_a – атмосферное давление; Ψ_0 – среднее давление; Ψ_0 определяется в градусах.

Результаты расчетов предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи q_b , выполненные по предложенным формулам (1) – (5) для модели пенетрации, основанной на теории расширения сферической полости в грунте, были сопоставлены с табл. 7.2 из СП 24.13330.2011 [10].

Расчеты выполнялись по нормативным характеристикам грунтов для глубин 3 – 40 м, предполагая удельный веса грунта равным 20 кН/м^3 . В плотных песках коэффициент бокового давления K_0 принимался 0,55, для средней плотности – 0,45. В глинистых грунтах определялся по формуле

$$K_0 = (1 - \sin \phi) OCR^{\sin \phi}, \quad (6)$$

где OCR – коэффициент переуплотнения грунта.

Каждому значению внутри «заштрихованной» области (см. рис. 3 и 4) при заданной глубине погружения нижнего конца сваи соответствует, как минимум, один набор нормативных механических характеристик песка соответствующего типа.

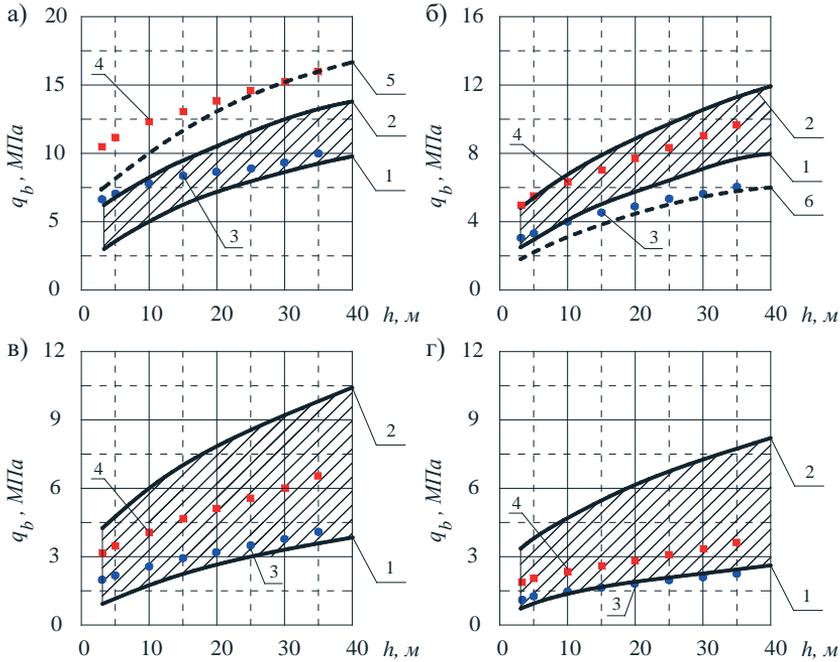


Рис. 3. Песчаные грунты: а — крупные; б — среднекрупные; в — мелкие; г — пылеватые пески; 1, 2 — максимальная и минимальная пористости; 3, 4 — данные СП, среднеплотный и плотный песок; 5 — $\phi = 47^\circ$; 6 — $\phi = 32^\circ$

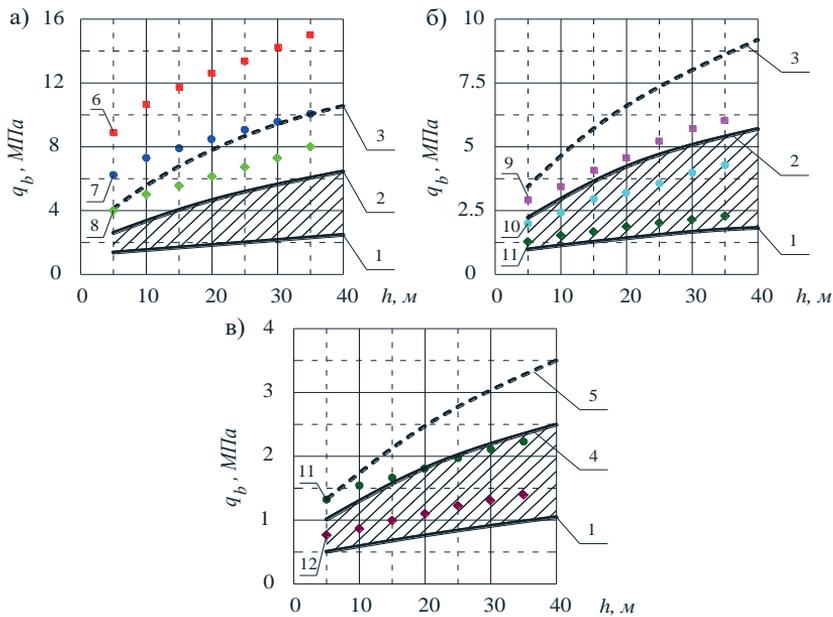


Рис. 4. Глинистые грунты: а — $0 \leq IL \leq 0,25$; б — $0,25 < IL \leq 0,5$; в — $0,5 < IL \leq 0,75$. Расчет по формуле: 1 — глина, $e = 1,05$, $OCR = 1$; 2 — сугиль, $e = 0,45$, $OCR = 1$; 3 — сугиль, $e = 0,45$, $OCR = 8$; 4 — сугилюк, $e = 0,65$, $OCR = 1$; 5 — сугилюк, $e = 0,65$, $OCR = 8$. Данные СП при IL равном: 6 — 0; 7 — 0,1; 8 — 0,2; 9 — 0,3; 10 — 0,4; 11 — 0,5; 12 — 0,6

Реальные значения ϕ могут отличаться от нормативных. Расчет при $\phi = 47^\circ$, характерном для песков с высоким содержанием полевого шпата, дает близкие значения к данным СП [11]. Аналогично, при $\phi = 32^\circ$ для нижней границы диапазона песков средней крупности.

В песках средней крупности наблюдается хорошее соответствие расчетов по формулам и данных СП [11], в то время как в плотных мелких и плотных пылеватых песках q_b недооценено, что подтверждается экспериментальными результатами, полученными А. М. Дзаговым и Д. Е. Разводовским [12] в плотных мелких и В. Н. Парамоновым [13] — в плотных пылеватых песках. Частично это объясняется тем, что в СП [11] для табличных значений приняты не усредненные данные обработки результатов испытаний свай, а гарантированные наименьшие значения.

Отметим, что изложенное относится к изданию СП 2011 г. В варианте 2016 г. сделано примечание 4 к табл. 7.2, которое корректирует лобовые сопротивления в соответствии со сделанными замечаниями.

Сопоставление значений q_b , рассчитанных по формулам и рекомендуемых [11] для глинистых грунтов, показывает, что табличные значения для показателей текучести $IL = 0$ и $IL = 0,1$ существенно выше области возможных значений, полученной расчетом для наиболее прочных и переуплотненных супесей. Согласно СП [10], предельное сопротивление под нижним концом забивной сваи при погружении в твердые глины ($IL = 0$), в том числе и в высокопористые, оказывается на уровне соответствующих значений для песков ($q_b = 12...16$ МПа), как показано на рис. 4,а, что не соответствует действительности, в чем нетрудно убедиться, посмотрев, например, табл. И.4 из СП 47.13330.2012 [14], связывающую лобовое сопротивление зонда статического зондирования с показателем текучести.

Из рис. 4,б и 4,в видно, что при средних и высоких показателях текучести имеет место недооценка предельного сопротивления для глинистых переуплотненных грунтов в 1,5–2 раза.

Важно отметить, что при погружении сваи в супесь и глину с одинаковыми показателями текучести значения предельного сопротивления будут различны, как и для глин с разными коэффициентами пористости, но с одинаковым показателем текучести, что не учитывается таблицей расчетных значений СП [10]. Расчет по предложенным формулам позволяет разрешить это противоречие. Кроме того, используя расчет по предложенным формулам, можно определять предельное сопротивление под нижним концом забивной сваи для глубин заложения более 35 м.

На основании результатов исследований можно сделать следующие выводы.

1. Способ расчета предельного сопротивления, основанный на теории расширения полости, является перспективным, так как учитывает прочностные и деформационные характеристики грунта, напряженное состояние на уровне заложения нижнего конца сваи.

2. В крупных и средnekрупных песках наблюдается хорошее соответствие расчетов по формулам и данных СП [11]. Для плотных мелких и, в особенности, пылеватых песков значение q_b в нормах 2016 г. откорректировано в сторону увеличения..

3. Табличные значения предельного сопротивления при погружении в твердые глины ($I_L = 0; 1$), в том числе и в высокопористые ($e = 1,05$), оказываются на уровне соответствующих значений для песков, что не соответствует действительности и требует корректировки в нормативных документах.

4. В глинистых сильно переуплотненных грунтах со средними и высокими показателями текучести имеет место недооценка предельного сопротивления в 1,5–2 раза.

5. Расчет по предложенным формулам с использованием механических характеристик грунта дает непрерывный диапазон возможных значений, в то время как СП [11] предлагает дискретные значения, которые могут рассматриваться как экспериментальные результаты, обобщенные для грунтов того же типа.

Библиографический список

1. *Терцаги К.* Строительная механика грунта. — М., Госстройиздат, 1933.
2. *Bishop R. F., Hill R., Mott N. F.* The theory indentation and hardness tests. // Proc. Phys. Soc. Lond. — 1945. — Vol. 57, № 3. — P. 147–159.
3. *Gibson R. E.* Correspondence. // Journal of Institution of Civil Engineers. — 1950. — Vol. 34. — P. 382–383.
4. *Randolph M. F., Dolwin J., Beck R.* Design of driven piles in sand. // Geotechnique. — 1994. — Vol. 44, № 3. — P. 427–448.
5. *Yu H. S., Houlsby G. T.* Finite cavity expansion in dilatants soils: loading analysis. // Geotechnique. — 1990. — Vol. 41, № 2. — P. 173–183.
6. *Гревцев А. А., Федоровский В. Г.* Формула предельного давления расширения полости и ее практическое приложение // «ОФМГ». — 2013. — №5. — С. 2–6.
7. *Гревцев А. А.* Учет дилатансии в решении задач расширения полости в грунте // Физическая мезомеханика. — 2013. — Т. 16. — № 5. — С. 53–58.
8. *Николаевский В. Н.* Определяющие уравнения пластического деформирования сыпучей среды. // ПММ. — 1971. — Т. 35. — Вып. 6. — С. 1070–1082.
9. *Bolton M. D.* The strength and dilatancy of sands. // Geotechnique. — 1986. — Vol. 36, № 1. — P. 65–78.
10. *Bolton M. D.* Discussion on the strength and dilatancy of sands. // Geotechnique. — 1987. — Vol. 37, № 2. — P. 218–226.
11. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85.
12. *Дзагов А. М., Разводовский Д. Е.* О несущей способности забивных свай, опирающихся на малосжимаемые грунты. // «ОФМГ». — 2013. — № 5. — С. 7–13.
13. *Парамонов В. Н., Тихомирова Л. К.* Область применения статического зондирования. // Геореконструкция. — 2001. — № 4. URL: <http://www.georec.spb.ru/journals/04/22/22.htm> (дата обращения: 02.02.2015).

14. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96.

Авторы:

Александр Алексеевич ГРЕВЦЕВ, канд. техн. наук, первый заместитель генерального директора АО «СК БИТЭКС», Москва

Alexander GREVTSEV, Ph.D. in Engineering, First Deputy General Director of JSC 'SK BITEKS', Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

Виктор Григорьевич ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor FEDOROVSKY, Ph.D. in Engineering, Head of the Laboratory of soil mechanics of NIIOSP named after N.M. Gershevich JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-41