

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

УДК 624.154

DOI: 10.22227/2305-5502.2019.2.1

Расчет несущей способности свай-стоек с учетом трения-сцепления на поверхности сваи

В.С. Уткин

Вологодский государственный университет (ВоГУ), 160000, г. Вологда, ул. Ленина, д. 15

АННОТАЦИЯ

Введение. Недостатком существующего расчета сваи-стойки по несущей способности грунта основания является неучет в ее работе грунта основания выше скального или малосжимаемого слоя грунта во всех случаях в соответствии с СП 24.13330.2011. Однако учет несущей способности этого слоя грунта в работе сваи-стойки на восприятие нагрузки (с учетом веса сваи) может существенно повысить ее расчетную несущую способность по критерию несущей способности грунта основания в комплексе с работой грунта под нижним концом сваи и повысить расчетную надежность сваи-стойки по несущей способности грунта основания. Цель исследования — повышение достоверности результатов расчета несущей способности свай-стоек в грунте основания, выявление существующего резерва несущей способности сваи-стойки по критерию несущей способности грунта основания благодаря учету сил трения – сцепления на боковой поверхности сваи.

Материалы и методы. Объект исследования — сваи-стойки из любых применяемых материалов. Методы расчетов свай-стоек построены на основе информации о значениях сил трения – сцепления и их распределения по длине сваи в расчетной модели предельного состояния по несущей способности грунта основания.

Результаты. Представлена расчетная формула предельной нагрузки при сжатии сваи-стойки в грунте основания по несущей способности грунта основания фундамента и формула коэффициента запаса сваи по несущей способности грунта основания. Расчет несущей способности сваи по прочности материала приведен в ссылках на литературу.

Выводы. Разработан метод расчета несущей способности свай-стоек по несущей способности грунта основания под нижним концом сваи и грунта по ее длине, который может найти применение и для расчетов несущей способности щелевых фундаментов глубокого заложения. Приведена количественная оценка сваи-стойки на стадии проектирования объекта со свайным основанием, сделаны предпосылки для дальнейших исследований работы свай-стоек и разработки норм проектирования различных свай по материалу, работе, способам погружения в грунт и т.д.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: свая-стойка, скальный грунт, грунт выше скального, несущая способность по грунту, работа сваи в грунте, расчет несущей способности, предельная несущая способность, предельная нагрузка, коэффициент запаса

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Уткин В.С. Расчет несущей способности свай-стоек с учетом трения-сцепления на поверхности сваи // Строительство: наука и образование. 2019. Т. 9. Вып. 2. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.2.1

Bearing strength calculation of end-bearing piles under recognition of cohesive friction on the pile surface

Vladimir S. Utkin

Vologda State University (VSU), 15 Lenin st., Vologda, 160000, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. It is a drawback of the existing end-bearing pile design method for soil base bearing capacity that the latter is not taken into account in the assessment of the foundation soil action above the rock or a low-compression soil layer in all cases in accordance with the Building Code 24.13330.2011. However, taking into account the bearing capacity of this layer of the soil base in the load accommodation by the end-bearing pile (under recognition of the pile weight) could increase its calculated bearing capacity by the respective value of the soil base bearing capacity in combination with the soil support action under the pile's lower end. The objective of the research is improving the trustworthiness of the calculation result of

the bearing strength of end-bearing piles in the soil base, identifying the pile's bearing strength reserve by taking in account the additional soil base bearing capacity due to the cohesive friction on the side surface of the pile.

Materials and methods. The object of the research are piles of any applicable materials. The methods of calculation of the end-bearing piles are based on on cohesive friction values and their distribution along the pile length in a limit state calculation model in terms of the soil base bearing capacity.

Results. The paper presents the equation of the ultimate compression load of the end-bearing pile in terms of the foundation base soil bearing capacity and the formula for the base soil bearing capacity reserve factor of the pile. The calculation of the pile bearing strength in terms of the material strength is referenced in the bibliography.

Conclusions. A calculation method of end-bearing piles bearing strength was developed based both on the bearing capacity of soil base under the pile lower end and the additional soil bearing capacity along the flanks of the pile. The method could be applied also for calculations of the bearing strength of deep slot-type foundations. A quantitative assessment of the end-bearing pile on the design stage of a building with a pile foundation is given, prerequisite is made for further studies of the action of end-bearing piles and development of design codes for various piles in terms of material, type of support action, methods of immersion in the soil, etc.

KEYWORDS: end-bearing pile, rock, soil above the rock, soil bearing capacity, pile action in the soil, bearing strength calculation, ultimate bearing strength, load limit, reserve factor

FOR CITATION: Utkin V.S. Bearing strength calculation of end-bearing piles under recognition of cohesive friction on the pile surface. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2019; 9(2):1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.2.1 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

В соответствии с требованиями Межгосударственного стандарта ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований» необходимо проводить расчеты конструкций по надежности (безопасности эксплуатации) и несущей способности для недопущения в них превышения предельных состояний (п. 3.1.1) и обеспечения безопасной эксплуатации. В число таких элементов входят сваи-стойки. По СП 24.13330.2011 сваи-стойки рассчитываются по прочности материала сваи при их сжатии эксплуатационной нагрузкой и по несущей способности грунта под нижним концом сваи. Влияние грунта основания, расположенного выше нижнего конца сваи, на несущую способность сваи-стойки по СП 24.13330.2011 и другим нормам не учитывается. Это можно объяснить тем, что перемещение сваи, упирающейся в скальный или малосжимаемый грунт, практически равно нулю, поэтому нет движения сваи и, следовательно, якобы нет воздействия сил трения на сваю. В действительности силы трения возникают не только при движении сваи, но и при отсутствии механического перемещения сваи как целого, а именно в результате микроперемещений (деформаций) поверхностных слоев сваи, находящихся в контакте с грунтом основания [1–7]. Второй, более объективной причиной неучета работы грунта в работе сваи-стойки может быть оправдано то, что на нижнем конце сваи возникают отрицательные силы трения – сцепления $f_{отр}(x)$ на поверхности сваи в результате ее деформирования, вызванного силой реакции в нижнем опорном конце сваи $\sigma_{гр}A$ или RA , направленной вверх. В этом слу-

чае отрицательные силы трения – сцепления $f_{отр}(x)$ от реакции $\sigma_{гр}A$ или RA будут направлены вниз сваи, т.е. противоположно направлению сил трения–сцепления $f(x)$ от нагрузки в верхнем конце сваи и будут снижать ее положительную роль в работе сваи. Однако роль и значение отрицательных сил трения – сцепления в работе свай-стоек пока не выявлены.

Учет работы грунта основания в сваях-стойках при расчете несущей способности по критерию несущей способности грунта основания и снижение отрицательных сил трения $f_{отр}(x)$ представляют практический интерес, так как возможны использование резерва несущей способности грунта основания и экономический эффект при устройстве свайного основания.

Изучению влияния сил трения – сцепления на поверхности свай посвящены работы [8–10]. Расчет свай-стоек без учета работы верхнего слоя грунта основания рассмотрен в трудах [11, 12].

Метод расчета несущей способности свай-стоек в основаниях фундаментов приведен по СП 24.13330.2011 «Свайные основания», однако без учета несущей способности грунта основания выше скального или малосжимаемого грунта. В последнее время предложены новые расчетные схемы работы свай и свай-стоек в грунте оснований, в которых учитывается новый подход к описанию работы свай под нагрузкой в грунте основания в состоянии их покоя, а не «срыва» [2–4]. Этому вопросу посвящены статьи [13–15]. В публикации [16] продемонстрированы результаты наблюдений за боковыми силами трения свай при различных силах нагружения. На основе проведенных экспериментальных исследований [17] выявлен механизм тре-

ния на поверхности сваи, находящейся в грунте под нагрузкой. В свете обсуждаемой в статье проблемы представляют интерес работы [18–20].

В книге [21] рассмотрена работа сваи в грунте основания с учетом деформации сжатия ствола сваи, что нашло отражение в настоящей статье, где источником сил трения принято микроперемещение (деформация) поверхностных слоев сваи, находящихся в контакте с грунтом основания.

Подводя итог, можно отметить ограниченность исследований по разработке методов расчета несущей способности свай-стоек с учетом несущей способности грунта основания выше скального, необходимость использования резерва несущей способности свай за счет учета работы грунта выше скального и разработку методов расчета свай-стоек по несущей способности грунта выше скального, что повысит их надежность и приведет в некоторых случаях (при большой длине сваи) к экономическому эффекту.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для разработки метода расчета несущей способности сваи-стойки с учетом работы грунта, расположенного выше скального или малосжимаемого, предварительно рассмотрим работу сваи-стойки в грунте основания. В отличие от существующего представления работы сваи-стойки по СП 24.13330.2011 на практике могут реализовываться [22–24] различные варианты функционирования сваи-стойки в грунте основания после ее забивки (погружения в грунт) до скального или малосжимаемого грунта, представленные на рис. 1, после их нагружения различной по значению силой F .

Вариант по рис. 1, *a* соответствует малой нагрузке F_1 или большой длине сваи, а также при глубоко залегании скального грунта. Участок сваи длиной $(H - h)$ по варианту 1, *a* в расчетах по несущей способности грунта основания является резервным элементом. Использование такой сваи неэффективно по расходу материала сваи. Вариант по схеме (рис. 1, *b*) нагружен силой $F > F_1$, но меньше предельной нагрузки N_d , как показано на схеме (рис. 1, *c*) при полном использовании несущей способности грунта основания. Нагрузка на сваю по рис. 1, *b* определяется из условия равновесия сил по схеме (рис. 1, *b*) по формуле:

$$F = \sigma_{гр}A + u \int_0^h f(x)dx - u \int_h^H f_{отр}(x)dx. \quad (1)$$

Отрицательные силы трения – сцепления $f_{отр}(x)$ возникают вследствие деформаций материала сваи от силы $\sigma_{гр}A$. При защите сваи в нижнем конце от воздействия силы $f_{отр}(x)$, например при изоляции нижней части сваи от грунта основания, на участке длиной $H - h$, формула (1) представится в виде:

$$F = \sigma_{гр}A + u \int_0^h f(x)dx. \quad (2)$$

В дальнейшем в данной работе будем рассматривать расчет несущей способности сваи, мерой которой будет значение предельной нагрузки N_d , по варианту расчетной схемы рис. 1, *c*, которая формируется из схемы рис. 1, *b* в результате возрастания нагрузки F , без учета $f_{отр}(x)$.

В формуле (2) напряжение $\sigma_{гр}$ в скальном или малосжимаемом грунте основания под нижним концом сваи можно определить по результатам испытаний грунта (например по методу, рассмотренному в статьях [23, 25]) или по испытаниям пробной сваи

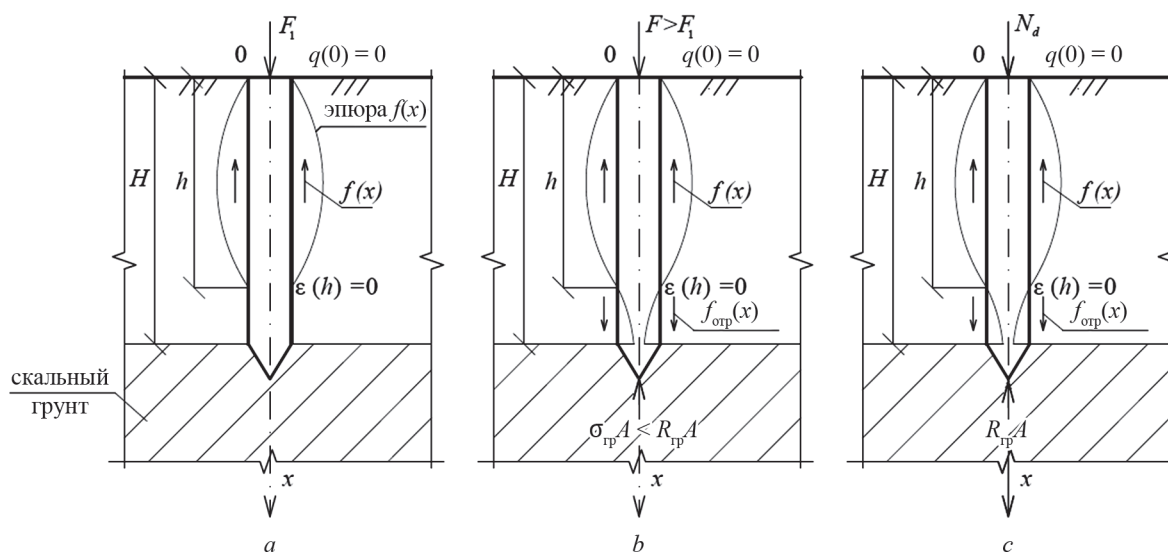


Рис. 1. Варианты работы сваи-стойки в грунте основания: F — расчетная нагрузка (с учетом веса сваи); N_d — предельная нагрузка по несущей способности грунта основания; $f_{отр}(x)$ — отрицательные силы трения–сцепления

с тензорезисторами [26] на нижнем конце сваи, u — периметр поперечного сечения сваи; A — площадь поперечного сечения сваи; h — высота слоя грунта, на длине которого действуют силы трения—сцепления $f(x)$ на поверхности верхнего участка сваи h при нагрузке F и при напряжении грунта $\sigma_{гр}$. Силу трения — сцепления $f(x)$ с учетом непрерывности функций $\varepsilon(x)$ и $q(x)$ в дальнейшем будем представлять формулой:

$$f(x) = \varepsilon(x)q(x)\varphi, \quad (3)$$

где $q(x)$ — боковое давление грунта на поверхность сваи.

Согласно работе [19] $q(x) = \gamma\xi_0x$, где γ — объемный вес верхнего слоя грунта; $\xi_0 = \mu_0/(1-\mu_0)$. Например, для глин и суглинков $\mu_0 = 0,10 \dots 0,15$; φ — безразмерный коэффициент, зависящий от h .

Деформацию материала в отдельных сечениях сваи $\varepsilon(x)$ при сжатии можно измерить с использованием тензометрирования [26, 27]. Безразмерный коэффициент φ определяется, как будет описано ниже, по результатам испытаний пробной сваи нагрузкой F при сжатии по схеме на рис. 1, *b*. Для измерения $\varepsilon(x)$ пробная свая с тензорезисторами погружается в грунт до скального (малосжимаемого) грунта, снимаются показания омических сопротивлений тензорезисторов R_0 до ее нагрузки силой [27], затем свая нагружается силой F и вновь находят показание R_0 для вычисления i -го значения деформации материала сваи по формуле $\varepsilon_i = \frac{|R_0 - R_i|}{\mu R_0}$ в i -том сечении

сваи. По значениям ε_i строят эпюру $\varepsilon(x)$ вдоль сваи. Функцию деформации $\varepsilon(x)$ аппроксимируют графиком изменения $\varepsilon(x)$ по длине сваи. Такие испытания были проведены в Китае [13] и получено уравнение $f(x)$ в виде кубической параболы. С целью уменьшения трудоемкости этих работ в трудах [2, 3] предлагается описывать $\varepsilon(x)$ линейной функцией вида $\varepsilon(x) = \varepsilon_{\max}(h-x)/h$, как показано на рис. 2, при известном значении $\varepsilon_{\max} = (F - \sigma_{гр}A)/AE_c$ или при обозначении $F - \sigma_{гр}A = F_1$, $\varepsilon_{\max} = F_1/AE_c$, где E_c — модуль упругости материала сваи. Формулу (3) для расчетной схемы по рис. 1, *b* можно представить в виде:

$$f(x) = \frac{(F - \sigma_{гр}A)}{AE_c} \gamma \xi_0 \varphi \frac{h-x}{h} x, \quad (4)$$

где $\sigma_{гр}$ — определяется на глубине H инструментально по пробной свае.

Для варианта расчетной схемы по рис. 1, *a*, но при $h = H$, $\sigma_{гр} = 0$ и $F - \sigma_{гр}A = F_1$, формулу (4) можно записать в виде:

$$f(x) = \frac{F_1}{AE_c} \gamma \xi_0 \varphi(H) \frac{H-x}{H} x. \quad (5)$$

Из условия равновесия сил в пробной свае в грунте основания под нагрузкой F при извест-

ном h , по расчетной схеме (рис. 2) и по расчетным формулам (1) или (2) с учетом (4) можно найти среднее значение φ для конкретной пробной сваи по средним значениям h , E_c , γ , $\sigma_{гр}$. Значение E_c , которое зависит от материала сваи, определяется неразрушающим методом [27]. Для бетона различного класса значение E_c можно найти в СП 63.13330.2012. Для описания выражения зависимости φ от параметров рассмотрим формулу (2), в которой известны значения F , $\sigma_{гр}$, γ , h , E_c .

Из формулы (2) с учетом (4) имеем $F = \sigma_{гр}A + u \int_0^h \left(\varepsilon_{\max} \frac{h-x}{h} \right) \gamma \xi_0 x \varphi dx$. После интегрирования и преобразования получим:

$$F = \sigma_{гр}A + \frac{u \varepsilon_{\max} \gamma \xi_0 \varphi h^2}{6}. \quad (6)$$

При средних значениях параметров в (5) найдем выражение для φ в виде функции от h

$$\varphi = \frac{6(F - \sigma_{гр}A)}{u \varepsilon_{\max} \gamma \xi_0 h^2}, \text{ или при } \varepsilon_{\max} = (F - \sigma_{гр}A)/AE_c \text{ имеем:}$$

$$\varphi = \frac{6AE_c}{u \gamma \xi_0 h^2}. \quad (7)$$

При всех известных членах в выражении (7) φ зависит от h , формулу для определения φ можно получить при другом подходе. На рис. 2 представлен элемент сваи заданной высоты x и рассмотрено условие его равновесия при линейной функции $\varepsilon(x)$.

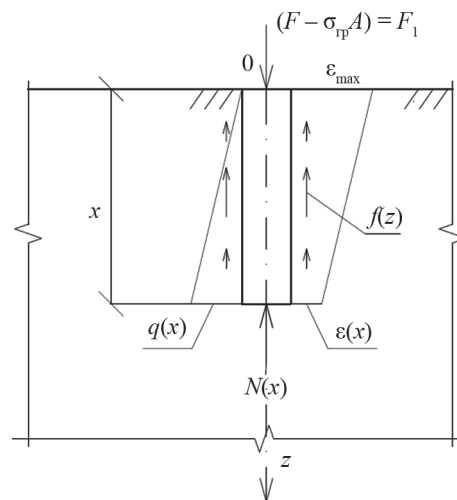


Рис. 2. Элемент сваи-стойки произвольной длины $x < h$

Из рис. 2, полученного из схемы по рис. 1, *a*, видно, что $F_* - N(x) - u \int_0^x f(z) dz = 0$. При $f(z) = \varepsilon(z)q(z)\varphi$, где $\varepsilon(z) = \varepsilon_{\max} \frac{h-z}{h} = \frac{F_*}{AE_c} \cdot \frac{h-z}{h}$, $q(z) = \gamma \xi_0 z$ и $f(z) = \frac{F_*}{AE_c} \cdot \frac{h-z}{h} \gamma \xi_0 z \varphi$

$$F_* - N(x) - u \frac{F_* \gamma \xi_0 \varphi}{AE_c h} \int_0^x (h-z)z dz = 0, \quad (8)$$

в сечении $z = h$ от F_* имеем $\varepsilon(h) = 0$. Подставляя их в выражение (8) найдем $\varphi = \frac{6AE_c}{u\gamma\xi_0 h^2}$, т.е. такое же как в формуле (7). Рассмотрим порядок значения φ . Пусть известны значения $E_c = 30 \cdot 10^9$ Па (бетон В30); $A = 0,09$ м²; $u = 1,2$ м; $h = 6$ м; $\xi_0 = 0,14$; $\gamma = 19 \times 10^3$ Н/м³ имеем $\varphi = \frac{6 \cdot 30 \cdot 10^9 \cdot 0,09}{1,2 \cdot 19 \cdot 10^3 \cdot 0,14 \cdot 6^2} = 14 \cdot 10^4$.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Процесс загрузки сваи на рис. 1 имеет определенную последовательность. Сначала свая работает по схеме (рис. 1, а) до тех пор, пока свая не упрется в скальный грунт. Нагрузка F_1 будет тем больше, чем больше будет высота верхнего слоя грунта основания и его прочность. После достижения скального грунта, деформации материала сваи будут возрастать от дополнительной нагрузки до появления реакции $\sigma_{rp}A$. Силы трения – сцепления $f(x)$ будут возрастать с возрастанием $\sigma_{rp}A$, не изменяя формы эпюры $f(x)$. Нагрузка F на сваю может возрасти до прочности материала сваи или прочности скального грунта под нижним концом сваи. Соответственно предельная нагрузка N_d на сваю будет определяться прочностью материала сваи $N_d = R_{cb}A$ и прочностью скального грунта R_{rp} с учетом несущей способности верхнего слоя грунта. Рассмотрим вариант, в котором предельная нагрузка N_d на сваю-стойку будет определяться значением $R_{rp}A$, где R_{rp} по СП 24.13330.2011 — расчетное сопротивление скального грунта. Для забивных свай, опирающихся на скальный грунт по [28], принимается $R_{rp} = 20$ МПа при прочности R_{cb} сваи более 20 МПа. Предельная нагрузка F_2 , воспринимаемая свайей по прочности скального грунта, будет $F_2 = R_{rp}A$. Дополнительная нагрузка за счет учета работы верхнего слоя грунта будет $F_1 = u \int_0^h f(x)dx$; $f(x) = \varepsilon(x)q(x)\varphi$ при наибольшей деформации материала сваи ε_{max} от $F_1 + F_2$ не более предельной ε_{np} , определяемой, например, для железобетонных свай по СП 63.13330.2014 «Бетонные и железобетонные конструкции». Предположим, что $\varepsilon_{max} < \varepsilon_{np}$, где $\varepsilon_{max} = (F_1 + F_2)/AE_c$; E_c — модуль упругости материала сваи. Для бетона класса В30 $E_c = 3 \cdot 10^{10}$ Па. Для упрощения расчета примем, что $\varepsilon(x)$ в материале сваи изменяется по линейному закону $\varepsilon(x) = \varepsilon_{max} (h - x)/h$, где $\varepsilon_{max} = (F_1 + R_{rp}A)/AE_c$. При $\varepsilon_{max} > \varepsilon_{np}$ в расчете принять ε_{np} . Боковое давление грунта на сваю по [29] $q(x) = \gamma\xi_0 x$. Тогда $f(x) = \varepsilon(x)q(x)\varphi = \varepsilon_{max} \frac{(h-x)}{h} \gamma\xi_0 x \varphi$, где по (7) $\varphi = \frac{6AE_c}{u\gamma\xi_0 h^2}$.

После подстановки выражения ε_{max} имеем $f(x) = \frac{F_1 + R_{rp}A}{AE_c} \cdot \frac{h-x}{h} \gamma\xi_0 x \varphi$. Подставляя $f(x)$ в формулу F_1 для верхнего слоя грунта, получим: $F_1 = u \int_0^h \frac{F_1 + R_{rp}A}{AE_c} \gamma\xi_0 \varphi \frac{h-x}{h} x dx$ при нагрузке сваи си-

лой $F_1 + R_{rp}A$, вызывающей деформацию сваи в грунте и соответствующую силу трения – сцепления $f(x)$. После интегрирования имеем: $F_1 = u \frac{F_1 + R_{rp}A}{6AE_c} \gamma\xi_0 \varphi h^2$. Отсюда

$$F_1 = uR_{rp}A\gamma h^2 \xi_0 \varphi / (6AE_c - uh^2 \xi_0 \varphi), \quad (9)$$

где R_{rp} — расчетное сопротивление скального грунта. При $\varepsilon_{max} > \varepsilon_{np}$ примем

$$F_1 = u\varepsilon_{np} \gamma \xi_0 \varphi h^2 / 6. \quad (10)$$

Общая предельная нагрузка на сваю-стойку будет: $N_d = F_1 + R_{rp}A$, где R_{rp} — расчетное сопротивление скального грунта. Коэффициент запаса сваи по несущей способности грунта основания составляет $K = N_d/F$, где N_d — это $F_1 + R_{rp}A$, а $F = \sigma_{rp}A + \frac{u\varepsilon_{max} \gamma \xi_0 \varphi h^2}{6}$.

Пример. Пусть известны значения $u = 1,2$ м; $A = 0,09$ м²; $\gamma = 19 \cdot 10^3$ Н/м³; $\xi_0 = 0,12$ (глина); $F = 3 \cdot 10^6$ Н; $h = 6$ м; $R_{rp} = 16 \cdot 10^6$ Па; $\varphi = 14 \cdot 10^4$; $E_c = 30 \cdot 10^9$ Па. Для бетона $\varepsilon_{np} = 1,5 \cdot 10^{-3}$ по СП 52-101-2003 при непродолжительном действии нагрузки.

$$F_2 = R_{rp} \cdot A = 16 \cdot 10^6 \cdot 0,09 = 1,44 \cdot 10^6 \text{ Н.}$$

Так как $\varepsilon_{max} = (F_1 + R_{rp} \cdot A) / AE_c = 3,58 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_{np} = 1,5 \cdot 10^{-3}$ — для бетона, поэтому по формуле (10) принимаем: $F_1 = 3,45 \cdot 10^6$ Н.

Несущую способность верхнего слоя грунта основания используем не полностью.

Несущая способность сваи-стойки составила $N_d = 4,89 \cdot 10^6$ Н.

С увеличением толщины и прочности верхнего слоя грунта эффект от учета его в значении предельной нагрузки N_d увеличивается.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Впервые рассмотрен метод расчета свай-стоек по несущей способности грунта основания с учетом работы грунта основания на боковой поверхности сваи в определении предельной нагрузки на сваю-стойку (без учета отрицательных сил трения – сцепления).

2. Выявлена эффективность учета работы грунта верхнего слоя в сваях-стойках при определении несущей способности сваи в виде предельной нагрузки на сваю по несущей способности грунта.

3. Представленный метод расчета несущей способности сваи-стойки может найти применение на стадиях проектирования и эксплуатации зданий и сооружений, а также при разработке нормативной литературы по расчетам свайных оснований. Работа будет полезной в учебном процессе студентов строительных вузов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Уткин В.С. Работа висячих свай в грунте основания и их расчет по осадке // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 9. С. 1125–1132. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.9.1125-1132
2. Уткин В.С. Расчет надежности висячих железобетонных свай в грунте основания // Строительная механика и расчет сооружений. 2018. № 1 (276). С. 31–36.
3. Уткин В.С. Работа висячих свай в грунте основания фундамента зданий и сооружений и определение рабочей длины сваи по несущей способности грунта основания // Транспортное строительство. 2017. № 4. С. 17–19.
4. Serrano A., Olalla C., Galindo R.A. Shaft resistance of a pile in rock based on the modified Hoek–Brown criterion // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2015. Vol. 76. Pp. 138–145. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2015.03.007
5. Fattahi H. Applying rock engineering systems to evaluate shaft resistance of a pile embedded in rock // Geotechnical and Geological Engineering. 2018. Vol. 36. Issue 5. Pp. 3269–3279. DOI: 10.1007/s10706-018-0536-5
6. Dai G., ASCE F., Salgado R., Gong W., Zhu M. The effect of sidewall roughness on the shaft resistance of rock-socketed piles // Acta Geotechnica. 2017. Vol. 12. Issue 2. Pp. 429–440. DOI: 10.1007/s11440-016-0470-8
7. Alshenawy A., Hamid W., Alnuaim A. Skin friction behavior of pile fully embedded in limestone // Arabian Journal of Geosciences. 2018. Vol. 11. Issue 2. P. 37. DOI: 10.1007/s12517-018-3386-9
8. Yamin M., Khan Z., Naggat H.E., Hai N.A. Non-linear regression analysis for side resistance of socketed piles in rock formations of Dubai area // Geotechnical and Geological Engineering. 2018. Vol. 36. Issue 6. Pp. 3857–3869. DOI: 10.1007/s10706-018-0577-9
9. Mahmoud A.M.H., Samieh A.M. Side resistance assessment of drilled shafts socketed into rocks: empirical versus artificial intelligence approaches // Advances in analysis and design of deep foundations. 2018. Pp. 288–302. DOI: 10.1007/978-3-319-61642-1_22
10. Zertsalov M.G., Nikishkin M.V., Khokhlov I.N. On the calculation of bored piles under axial compressive loads in rocky soils // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2017. Vol. 54. Issue 3. Pp. 143–149. DOI: 10.1007/s11204-017-9448-2
11. Уткин В.С. Расчет надежности железобетонных свай-стоек в основаниях фундаментов // Строительство: наука и образование. 2018. Т. 8. Вып. 3. С. 24–34. DOI: 10.22227/2305-5502.2018.3.2
12. Singh A.P., Bhandari T., Ayothiraman R., Seshaagiri R.K. Numerical analysis of rock-socketed piles under combined vertical-lateral loading // Procedia Engineering. 2017. Vol. 191. Pp. 776–784. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.05.244
13. Lui J.L., Qui M.B., Qui R.D. A layerwise summation method for settlement calculation of pile group based on the homogenized Mindlin stress // China Civil Engineering Journal. 2014. No. 05. Pp. 118–127.
14. Tournalonies M., Bueno M.-A., Bocquet R., Rossi R., Derler S. Study of the friction mechanisms of pile surfaces: Measurement conditions and pile surface properties // Wear. 2015. Vol. 328–329. Pp. 100–109. DOI: 10.1016/j.wear.2015.01.039
15. Zhou Z., Wang D., Zhang L., Ma W. Determination of large diameter bored pile's effective length based on Mindlin's solution // Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition). 2015. Vol. 2. Issue 6. Pp. 422–428. DOI: 10.1016/j.jtte.2015.10.004
16. Shashi K., Harika P. Comparative study and analysis of the lateral and vertical loads of pile foundation // International Journal of Engineering Trends and Technology. 2017. Vol. 45. Issue 4. Pp. 153–157. DOI: 10.14445/22315381/IJETT-V45P233
17. Zhang L., Ma Y., Song C., Yang Y., Zhao L. In-situ monitoring of side friction of drilled piles by different loading methods // Procedia Engineering. 2016. Vol. 143. Pp. 445–453. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.056
18. Иванова Т.В., Альберт И.У., Кауфман Б.Д., Шульман С.Г. Несущая способность висячих свай по критерию прочности материала сваи или грунта // Инженерно-строительный журнал. 2016. № 7 (67). С. 3–12. DOI: 10.5862/MCE.67.1
19. Wael N., Elsamee A. Evaluation of the ultimate capacity of friction piles // Engineering. 2012. Vol. 04. No. 11. Pp. 778–789. DOI: 10.4236/eng.2012.411100
20. Саенко Ю.В. Оценка несущей способности забивных свай в фундаментах существующих зданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Волгоград, 2018. 23 с.
21. Мангушев Р.А., Готман А.Л., Знаменский В.В., Пономарев А.Б. Сваи и свайные фундаменты: конструкции, проектирование, технологии. М. : Изд-во АСВ, 2015. 314 с.
22. Уткин В.С. Новый метод расчета осадки висячей сваи в грунте основания фундамента // Вестник ВоГУ. Сер. : Технические науки. 2018. № 1 (1). С. 86–90. URL: <https://vestnik.vogu35.ru/docs/2018/tekhnich/1/86-90.pdf>
23. Jayasinghe L.B., Zhou H.Y., Goh A.T.C., Zhao Z.Y., Gui Y.L. Pile response subjected to rock blasting induced ground vibration near soil-rock interface // Computers and Geotechnics. 2017. Vol. 82. Pp. 1–15. DOI: 10.1016/j.compgeo.2016.09.015
24. Armaghani D.J., Faradonbeh R.S., Rezaei H., Rashid A.S.A., Amnieh H.B. Settlement prediction of the rock-socketed piles through a new technique based on gene expression programming // Neural Computing and Applications. 2018. Vol. 29. Issue 11. Pp. 1115–1125. DOI: 10.1007/s00521-016-2618-8

25. Zertsalov M.G. Influence of «Pile-Rocky Massif» contact on pile settlement // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2018. Vol. 55. Issue 4. Pp. 209–214. DOI: 10.1007/s11204-018-9527-z

26. Клокова Н.П. Тензорезисторы: теория, методики расчета, разработки. М. : Машиностроение, 1990. 224 с.

27. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений. М. : Изд-во АСВ, 2004. 245 с.

28. Метелюк Н.С., Шишко Г.Ф., Соловьева А.Б., Грузинцев В.В. Сваи и свайные фундаменты. Киев : Будивельник, 1977. 256 с.

29. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). 3-е изд. М. : Высшая школа, 1979. 272 с.

Поступила в редакцию 19 февраля 2019 г.

Принята в доработанном виде 12 марта 2019 г.

Одобрена для публикации 29 марта 2019 г.

О Б АВТОРЕ: **Уткин Владимир Сергеевич** — доктор технических наук, профессор кафедры промышленного и гражданского строительства, заслуженный работник высшей школы РФ, **Вологодский государственный университет (ВоГУ)**, 160000, г. Вологда, ул. Ленина, д. 15, utkinvogtu@mail.ru.

INTRODUCTION

In accordance with the requirements of GOST 27751-2014 Interstate Standard. “Reliability of building structures and foundations”, calculations of reliability (operation safety) and bearing strength of building structures are mandatory for avoidance of limit states being exceeded (No. 3.1.1) and for operation safety. End-bearing piles also belong to such structures. As per SP 24.13330.2011, end-bearing piles are calculated based on the compression strength of the pile material under the operation load and on the bearing capacity of the soil under the lower end of the pile. The influence of the soil base above the lower end of the end-bearing pile on its bearing strength is neglected both in SP 24.13330.2011 and other codes. It is substantiated by the assumption that the travel of a pile against rock or low-compressibility soil is almost zero, that is why there is no motion of the pile, consequently, the pile is allegedly not subject to friction action. As a matter of fact, friction does not solely appear when the pile is set in motion, but also in absence of mechanical motion of the pile as a whole, namely as a result of micro-motions (stress) of the superficial layers of the pile material coming in contact with the soil base [1–7]. The second and more objective reason why the soil action is neglected in the determining of the end-bearing pile action could be, that the lower pile end experiences negative cohesive friction $f_{\text{neg}}(x)$ on the pile surface as a result of stress caused by the reaction in the lower support end of the pile $\sigma_{\text{soil}}A$ or RA , with upright vector. In this case, the negative cohesive friction $f_{\text{neg}}(x)$ due to the support reaction $\sigma_{\text{soil}}A$ or RA will be directed downwards along the pile, that is, in the direction opposite to the cohesive friction action $f(x)$ due to the load on the upper end of the pile, thus reducing its positive effect in the pile action. However, both the role and the signifi-

cance of the negative cohesive friction in the action of the end-bearing piles have never been studied.

Accounting for the base soil action for end-bearing piles during the calculation of the bearing strength in terms of the bearing capacity of the soil base and reduction of negative friction $f_{\text{neg}}(x)$ are of interest, since it could be possible to rely on the bearing capacity reserve of the soil base and the economical effect for pile foundations.

Studies of the influence of the cohesive friction on the pile surface are presented by papers [8–10]. End-bearing piles calculation without accounting for the upper soil base layer support action is the subject of papers [11, 12].

The calculation method of the end-bearing piles bearing strength in foundation bases is given in accordance with SP 24.13330.2011 “Pile foundations”, however, without accounting for the soil base bearing capacity above rock or low-compressibility soil. Presently, new calculation schedules of friction piles and end-bearing piles in soil bases have been suggested, accounting for the new approach to the description of the piles action under load in the soil base in their resting, not “tear-off” state [2–4]. This matter is dealt with in papers [13–15]. Paper [16] demonstrates results of observation of lateral friction of piles at different load values. Based on conducted experimental works [17], a friction mechanism on the surface of a pile in the soil under load was described. In connection with the problem considered herein, the most relevant are papers [18–20].

The book [21] describes the pile action in the soil base under recognition of the compression stress of the pile well, the concept being reflected herein, where the source of the friction is assumed to be the micromotion (stress) of the superficial pile layers being in contact with the soil base.

In the aftermath, one could underline the limited character of studies for development of bearing strength

calculation methods under recognition of the soil base bearing capacity inherent to the soil above the rock. It could also be beneficial to use the reserve of the piles bearing strength obtained from the support action of the soil above the rock and to develop methods of calculation of end-bearing piles accounting for the bearing capacity of the soil above the rock for the purpose of their reliability enhancement and, in some cases (long piles) of certain savings.

MATERIALS AND METHODS

In order to develop a calculation method of end-bearing pile bearing strength under recognition of the ally action of the soil above rock or low-compressibility soil we should first consider the end-bearing pile action in the soil base. Divergent from the existing idea of the end-bearing pile action set forth in SP 24.13330.2011, in the praxis [22–24] different modes of function of an end-bearing pile in the soil base can evolve after it has been driven (immersed) home down to the rock or the low-compressibility soil, see Fig. 1, and loaded with different forces F .

Fig. 1, *a* illustrates a small load F_1 or a long pile situation, as well as to that of deep location of the rock. The pile section with a height of $(H-h)$ in Fig. 1, *a* is the safety reserve element in the calculation of the soil base bearing capacity. The utilization of such a pile is ineffective in terms of pile material consumption. In (Fig. 1, *b*) load $F > F_1$, but less than the ultimate load limit N_d as shown in the diagram (Fig. 1, *c*) at complete utilization of the soil base bearing capacity. The pile load in Fig. 1, *b* is determined based on the balance of forces in the diagram (Fig. 1, *b*) by the formula:

$$F = \sigma_{\text{soil}}A + u \int_0^h f(x)dx - u \int_h^H f_{\text{neg}}(x)dx. \quad (1)$$

The negative cohesive friction $f_{\text{neg}}(x)$ appears due to the stress of the pile material as a consequence of $\sigma_{\text{soil}}A$ force impact. If the lower end of the pile is protected against the impact of $f_{\text{neg}}(x)$ friction, e.g. by means of its isolation from the soil base, for the section of $H-h$ length, the formula (1) will apply as:

$$F = \sigma_{\text{soil}}A + u \int_0^h f(x)dx. \quad (2)$$

Hereinafter we will consider the bearing strength calculation of the pile, limited by the ultimate load limit N_d , in accordance with the calculation diagram shown in Fig. 1, *c* formed from the diagram in Fig. 1, *b* as a result of the growing load F , $f_{\text{neg}}(x)$ being neglected.

Formula (2) allows for determining of the strain σ_{soil} in rocky or low-compressibility soil under the lower end of the pile based on the results of soil tests (e.g. by method considered in [23, 25]) or on tests with probe pile with load cells [26] on the lower end, thereby u is the cross-section perimeter of the pile; A is the cross-section square of the pile; h is the height of the soil layer, where the pile is subjected to cohesive friction $f(x)$ across the upper section surface h at load F and soil strain σ_{soil} . The cohesive friction $f(x)$ shall under recognition of the continuity of the functions $\varepsilon(x)$ and $q(x)$ hereinafter be represented by the formula:

$$f(x) = \varepsilon(x)q(x)\varphi, \quad (3)$$

whereby $q(x)$ is the lateral soil pressure on the pile surface.

In accordance with paper [19], $q(x) = \gamma\xi_0x$, whereby γ is the specific volume weight of the upper layer of the soil; $\xi_0 = \mu_0/(1-\mu_0)$. For example, for loams and loamy soils, $\mu_0 = 0.10 \dots 0.15$; φ is a dimensionless factor depending on h .

The material stress in local pile sections $\varepsilon(x)$ at compression can be measured by means of load cells [26, 27]. The dimensionless factor φ is determined as

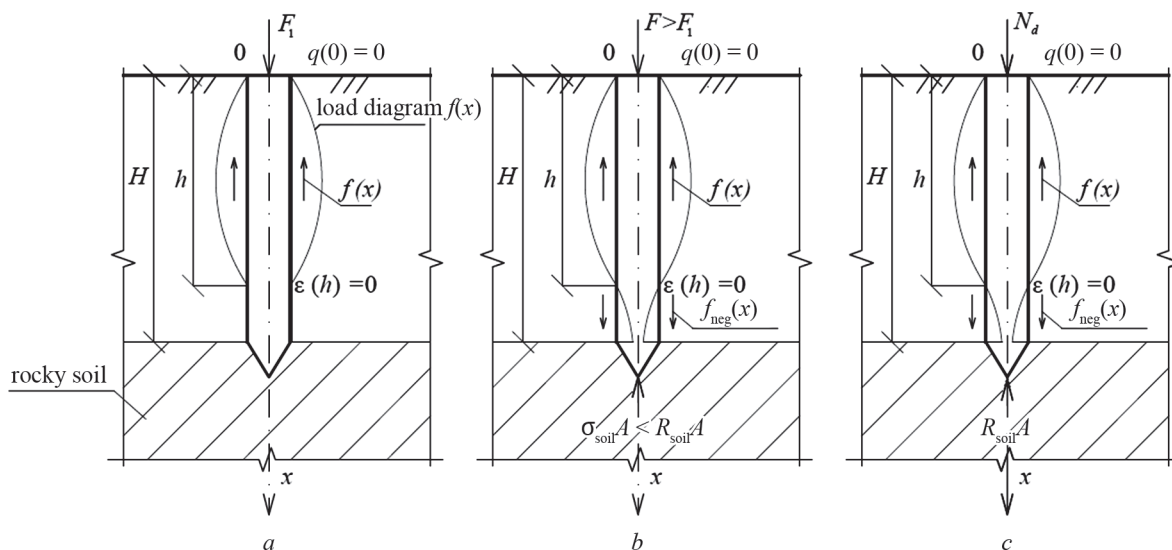


Fig. 1. Different action of end-bearing piles in soil base: thereby F is the gross design load (including the pile weight); N_d is the ultimate load in terms of the soil base bearing capacity; $f_{\text{neg}}(x)$ is the negative cohesive friction

described below, based on the results of probe pile test with load F at compression as shown in Fig. 1, b . For $\varepsilon(x)$ measurement, a probe pile with load cells is driven into the soil till the rocky (low-compressibility) soil, then load cell ohms readings are taken R_0 until it is loaded with force [27], then the pile is loaded with force F , then the readings R_0 are taken again for calculation of the i^{th} pile material stress value after the formula $\varepsilon_i = \frac{|R_0 - R_i|}{\mu R_0}$ in the i^{th} pile section. Based on ε_i values, a load diagram $\varepsilon(x)$ is plotted along the pile. The stress function $\varepsilon(x)$ is approximated by $\varepsilon(x)$ changing diagram along the pile's length. Such tests were made in China [13] obtaining $f(x)$ equation as cubic parabola. For reduction of labour intensity of such works, papers [2, 3] suggest describing of $\varepsilon(x)$ as a linear function of $\varepsilon(x) = \varepsilon_{\max}(h-x)/h$ type, as shown in Fig. 2, at known $\varepsilon_{\max} = (F - \sigma_{\text{soil}}A)/AE_c$ value or as $F - \sigma_{\text{soil}}A = F_1$, $\varepsilon_{\max} = F_1/AE_c$, whereby E_c is the elasticity module of the pile material. Formula (3) for the calculation diagram of Fig. 1, b can be represented as:

$$f(x) = \frac{(F - \sigma_{\text{soil}}A)}{AE_c} \gamma \xi_0 \varphi \frac{h-x}{h} x, \quad (4)$$

whereby σ_{soil} is determined in depth H as probe pile measurement.

For the calculation diagram version in Fig. 1, a , but at $h = H$, $\sigma_{\text{soil}} = 0$ and $F - \sigma_{\text{soil}}A = F_1$, formula (4) can be put down as:

$$f(x) = \frac{F_1}{AE_c} \gamma \xi_0 \varphi (H) \frac{H-x}{H} x. \quad (5)$$

Based on the balance of forces in the probe pile in the soil base under load F at known h , the calculation diagram (Fig. 2) and the calculation formulae (1) or (2) under recognition of (4) allow for determining of the average φ value for the specific probe pile, based on average h , E_c , γ , σ_{soil} values. E_c is determined by an NDT method [27] depending upon the pile material. For concrete of various grades, E_c can be taken from SP 63.13330.2012. For description of the dependence of φ on the parameters, we consider formula (2) with known F , σ_{soil} , γ , h , E_c values.

Based on formula (2) under recognition of (4), we have $F = \sigma_{\text{soil}}A + u \int_0^h \left(\varepsilon_{\max} \frac{h-x}{h} \right) \gamma \xi_0 x \varphi dx$.

Upon integration and transformation, we obtain:

$$F = \sigma_{\text{soil}}A + \frac{u \varepsilon_{\max} \gamma \xi_0 \varphi h^2}{6}. \quad (6)$$

At average parameter values in (5) we obtain the equation for φ as function of h $\varphi = \frac{6(F - \sigma_{\text{soil}}A)}{u \varepsilon_{\max} \gamma \xi_0 h^2}$, or at $\varepsilon_{\max} = (F - \sigma_{\text{soil}}A)/AE_c$ we have:

$$\varphi = \frac{6AE_c}{u \gamma \xi_0 h^2}. \quad (7)$$

At all known members of equation (7), φ depends upon h , a formula to obtain φ can be derived by an-

other approach. Fig. 2 shows a pile element of specified height x and considers its balanced condition at linear function $\varepsilon(x)$.

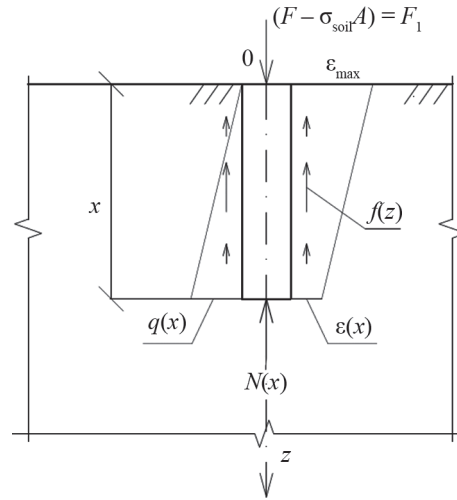


Fig. 2. Element of end-bearing pile of arbitrary length $x < h$

Fig. 2 obtained from the diagram in Fig. 1, a , shows that $F_* - N(x) - u \int_0^x f(z) dz = 0$. At $f(z) = \varepsilon(z)q(z)\varphi$, whereby $\varepsilon(z) = \varepsilon_{\max} \frac{h-z}{h} = \frac{F_*}{AE_c} \cdot \frac{h-z}{h}$, $q(z) = \gamma \xi_0 z$ and $f(z) = \frac{F_*}{AE_c} \cdot \frac{h-z}{h} \gamma \xi_0 z \varphi$ are

$$F_* - N(x) - u \frac{F_* \gamma \xi_0 \varphi}{AE_c h} \int_0^x (h-z)z dz = 0, \quad (8)$$

in cross-section $z = h$ from F_* we obtain $\varepsilon(h) = 0$. By substitution thereof into equation (8) we obtain

$\varphi = \frac{6AE_c}{u \gamma \xi_0 h^2}$, that is, the same like in formula (7). We consider now the order of φ value. Supposed, the following values are known $E_c = 30 \cdot 10^9$ Pa (B30 concrete); $A = 0.09$ m²; $u = 1.2$ m; $h = 6$ m; $\xi_0 = 0.14$; $\gamma = 19 \times 10^3$ N/m³, we have $\varphi = \frac{6 \cdot 30 \cdot 10^9 \cdot 0.09}{1.2 \cdot 19 \cdot 10^3 \cdot 0.14 \cdot 6^2} = 14 \cdot 10^4$.

RESULTS OF THE STUDY

The pile loading process in Fig. 1 has a definite sequence. First, the pile acts in accordance with diagram (Fig. 1, a) until it comes to rest against the rock. The load F_1 will be the higher, the higher the upper soil layer and its strength are. After the rock is reached, the stress of the pile material will grow due to additional load until reaction $\sigma_{\text{soil}}A$ appears. The cohesive friction $f(x)$ will grow along with the growth of $\sigma_{\text{soil}}A$, without changing the load diagram $f(x)$. The pile load F can grow up to the strength of the pile material or the strength of the rock under the lower end of the pile. Accordingly, the ultimate load limit N_d of the pile will be determined by the strength of the pile material $N_d = R_{\text{pile}}A$ and by the strength of the rock R_{soil} under recognition of the bearing capacity of the upper soil level. Now we consider the situation where the ultimate load limit N_d

of an end-bearing pile will be determined by $R_{soil}A$ value, where R_{soil} is defined in SP 24.13330.2011 as the design resistance of the rock. For hammered piles resting on rock [28], assumed $R_{soil} = 20$ MPa at pile strength R_{pile} exceeding 20 MPa. The ultimate load limit F_2 accommodated by the pile by rock strength will be $F_2 = R_{soil}A$. The additional load due to the action of the upper soil layer will be $F_1 = u \int_0^h f(x)dx$; $f(x) = \varepsilon(x)q(x)$ φ at the highest stress of the pile material ε_{max} from $F_1 + F_2$ within the limit value ε_{lim} , determined, e.g., for reinforced concrete piles, as per SP 63.13330.2014 “(Reinforced) concrete structures”. Supposed, $\varepsilon_{max} < \varepsilon_{lim}$, whereby $\varepsilon_{max} = (F_1 + F_2)/AE_c$; E_c is the elasticity module of the pile material. For grade B30 concrete $E_c = 3 \times 10^{10}$ Pa. To simplify the calculation, we assume that $\varepsilon(x)$ in the pile material is changing linearly $\varepsilon(x) = \varepsilon_{max} (h - x)/h$, whereby $\varepsilon_{max} = (F_1 + R_{soil}A)/AE_c$. At $\varepsilon_{max} > \varepsilon_{lim}$, ε_{lim} shall be taken for the calculation Lateral soil pressure on the pile, as per [29] $q(x) = \gamma\xi_0x$. Then $f(x) = \varepsilon(x)q(x)\varphi = \varepsilon_{max} \frac{(h-x)}{h} \gamma\xi_0x\varphi$ applies, where (7) $\varphi = \frac{6AE_c}{u\gamma\xi_0h^2}$.

On substitution of ε_{max} equation, we have $f(x) = \frac{F_1 + R_{soil}A}{AE_c} \cdot \frac{h-x}{h} \gamma\xi_0x\varphi$. Substituting $f(x)$ in F_1 formula for the upper soil level, we obtain: $F_1 = \int_0^h u \frac{F_1 + R_{soil}A}{AE_c} \gamma\xi_0\varphi \frac{h-x}{h} x dx$ at pile loading by $F_1 + R_{soil}A$ force causing stress of the pile in the soil and the relevant cohesive friction $f(x)$. After integration, we have: $F_1 = u \frac{F_1 + R_{soil}A}{6AE_c} \gamma\xi_0\varphi h^2$. Derived thereof is

$$F_1 = uR_{soil}A\gamma h^2\xi_0\varphi / (6AE_c - uh^2\gamma\xi_0\varphi), \quad (9)$$

whereby R_{soil} is the design resistance of the rocky soil.

At $\varepsilon_{max} > \varepsilon_{lim}$ we assume

$$F_1 = u\varepsilon_{lim}\gamma\xi_0\varphi h^2 / 6. \quad (10)$$

The total ultimate load limit of the end-bearing pile will be: $N_d = F_1 + R_{soil}A$, whereby R_{soil} is the design

resistance of the rocky soil. The reserve factor of the soil base bearing capacity is $K = N_d/F$, whereby N_d is $F_1 + R_{soil}A$, and $F = \sigma_{soil}A + \frac{u\varepsilon_{max}\gamma\xi_0\varphi h^2}{6}$.

Example. Supposed known values: $u = 1.2$ m; $A = 0.09$ m²; $\gamma = 19 \cdot 10^3$ N/m³; $\xi_0 = 0.12$ (loam); $F = 3 \times 10^6$ N; $h = 6$ m; $R_{soil} = 16 \cdot 10^6$ Pa; $\varphi = 14 \cdot 10^4$; $E_c = 30 \cdot 10^9$ Pa. For concrete:

$\varepsilon_{lim} = 1.5 \cdot 10^{-3}$ as per SP 52-101-2003 at short-term load impact.

$$F_2 = R_{soil}A = 16 \cdot 10^6 \cdot 0.09 = 1.44 \cdot 10^6 \text{ N.}$$

Whereas $\varepsilon_{max} = (F_1 + R_{soil}A)/AE_c = 3,58 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_{lim} = 1.5 \cdot 10^{-3}$ applies to concrete, we assume in accordance with formula (10): $F_1 = 3.45 \cdot 10^6$ N.

The soil base bearing capacity of the upper soil layer is not utilized on a full scale.

The bearing strength of the end-bearing pile made up $N_d = 4.89 \cdot 10^6$ N.

On growing thickness and strength of the upper soil layer, the savings by its accounting in the ultimate load limit value N_d will grow, accordingly.

CONCLUSION

1. For the first time, a method of calculation of end-bearing piles by the soil base bearing capacity under recognition of the base soil action on the lateral pile surface was considered in determining of the ultimate load limit of the end-bearing pile (not accounting for negative cohesive friction).

2. Efficiency of the accounting for the action of the upper soil layer in end-bearing piles was found out during the determining of the bearing strength of the pile as its ultimate load limit in terms of the soil bearing capacity.

3. The presented calculation method of the bearing strength of end-bearing piles can be applied in design stages of construction and operation of buildings and facilities, as well as during the development of codes for calculation of pile foundations. The paper will be useful in the academic activity of civil engineering students.

REFERENCES

1. Utkin V.S. Friction piles behavior in soil base and piles settlement calculation. *Vestnik MGSU* [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2018; 13(9):1125-1132. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.9.1125-1132 (rus.).
2. Utkin V.S. Reliability analysis of reinforced concrete friction piles in soil base. *Structural mechanics and design of structures*. 2018; 1(276):31-36. (rus.).
3. Utkin V.S. Work of friction piles in soil base of buildings and structures and determination of the pile effective length by soil base bearing capacity. *Transport construction*. 2017; 4:17-19. (rus.).

4. Serrano A., Olalla C., Galindo R.A. Shaft resistance of a pile in rock based on the modified Hoek-Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2015; 76:138-145. DOI: 10.1016/j.ijrmmms.2015.03.007

5. Fattahi H. Applying rock engineering systems to evaluate shaft resistance of a pile embedded in rock. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2018; 36(5):3269-3279. DOI: 10.1007/s10706-018-0536-5

6. Dai G., ASCE F., Salgado Ro., Gong W., Zhu M. The effect of sidewall roughness on the shaft

- resistance of rock-socketed piles. *Acta Geotechnica*. 2017; 12(2):429-440. DOI: 10.1007/s11440-016-0470-8
7. Alshenawy A., Hamid W., Alnuaim A. Skin friction behavior of pile fully embedded in limestone. *Arabian Journal of Geosciences*. 2018; 11(2):37. DOI: 10.1007/s12517-018-3386-9
 8. Yamin M., Khan Z., Naggar H.E., Hai N.A. Non-linear regression analysis for side resistance of socketed piles in rock formations of Dubai area. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2018; 36(6):3857-3869. DOI: 10.1007/s10706-018-0577-9
 9. Mahmoud A.M.H., Samieh A.M. Side resistance assessment of drilled shafts socketed into rocks: empirical versus artificial intelligence approaches. *Advances in analysis and design of deep foundations*. 2018; 288-302. DOI: 10.1007/978-3-319-61642-1_22
 10. Zertsalov M.G., Nikishkin M.V., Khokhlov I.N. On the calculation of bored piles under axial compressive loads in rocky soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2017; 54(3):143-149. DOI: 10.1007/s11204-017-9448-2
 11. Utkin V.S. Calculation of reliability of ferro-concrete rack-piles in the basis of foundations. *Construction: Science and Education*. 2018; 8(3):24-34. DOI: 10.22227/2305-5502.2018.3.2 (rus.).
 12. Singh A.P., Bhandari T., Ayothiraman R., Seshagiri R.K. Numerical analysis of rock-socketed piles under combined vertical-lateral loading. *Procedia Engineering*. 2017; 191:776-784. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.05.244
 13. Lui J.L., Qui M.B., Qui R.D. A layerwise summation method for settlement calculation of pile group based on the homogenized Mindlin stress. *China Civil Engineering Journal*. 2014; 05:118-127.
 14. Tournalonies M., Bueno M., Bocquet R.-A., Rossi R., Derler S. Study of the friction mechanisms of pile surfaces: Measurement conditions and piece surface properties. *Wear*. 2015; 328-329:100-109. DOI: 10.1016/j.wear.2015.01.039
 15. Zhou Z., Wang D., Zhang L., Ma W. Determination of large diameter bored pile's effective length based on Mindlin's solution. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*. 2015; 2(6):422-428. DOI: 10.1016/j.jtte.2015.10.004
 16. Shashi K., Harika P. Comparative study and analysis of the lateral and vertical loads of pile foundation. *International Journal of Engineering Trends and Technology*. 2017; 45(4):153-157. DOI: 10.14445/22315381/IJETT-V45P233
 17. Zhang L., Ma Y., Song C., Yang Y., Zhao L. In-situ monitoring of side friction of drilled piles by different loading methods. *Procedia Engineering*. 2014; 143:445-453. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.056
 18. Ivanova T.V., Albert I.U., Kaufman B.D., Shulman S.G. The load-bearing capacity of hanging piles by the strength criterion of a pile or soil material. *Magazine of Civil Engineering*. 2016; 67(07):3-12. DOI: 10.5862/MCE.67.1 (rus.).
 19. Wael N., Elsamee A. Evaluation of the ultimate capacity of friction piles. *Engineering*. 2012; 04(11):778-789. DOI: 10.4236/eng.2012.411100
 20. Saenko Yu.V. *Assessment of bearing capacity of driving piles in the foundations of existing buildings : abstract. theses.... Candidate of Technical Sciences*. Volgograd, 2018; 23.
 21. Mangushev R.A., Gotman A.L., Znamenskiy V.V., Ponomarev A.B. *Piles and pile bases: designs, design, technologies*. Moscow, 2015; 314. (rus.).
 22. Utkin V.S. New method of friction pile settlement calculation in foundation base soil. *Bulletin of Vologda State University. Series Technical Sciences*. 2018; 1(1):86-90. URL: <https://vestnik.vogu35.ru/docs/2018/tekhnich/1/86-90.pdf>
 23. Jayasinghe L.B., Zhou H.Y., Goh A.T.C., Zhao Z.Y., Gui Y.L. Pile response subjected to rock blasting induced ground vibration near soil-rock interface. *Computers and Geotechnics*. 2017; 82:1-15. DOI: 10.1016/j.compgeo.2016.09.015
 24. Armaghani D.J., Faradonbeh R.S., Rezaei H., Rashid A.S.A., Amnieh H.B. Settlement prediction of the rock-socketed piles through a new technique based on gene expression programming. *Neural Computing and Applications*. 2018; 29(11):1115-1125. DOI: 10.1007/s00521-016-2618-8
 25. Zertsalov M.G. Influence of "Pile-Rocky Massif" contact on pile settlement. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2018; 55(4):209-214. DOI: 10.1007/s11204-018-9527-z
 26. Klokova N.P. *Strain gauges: theory, calculation methods, development*. Moscow, 1990; 224. (rus.).
 27. Zemlyansky A.A. *Inspection and testing of buildings and structures*. Moscow, ABC Publ., 2004; 245. (rus.).
 28. Metelyuk N.S., Shishko G.F., Solov'yeva A.B. Gruzintsev V.V. *Piles and pile foundations*. Kiev, Budivel'nik Publ., 1977; 256. (rus.).
 29. Tsytoovich N.A. *Soil mechanics (short course)*. 3 ed. Moscow, High school Publ., 1979; 272. (rus.).

Received February 19, 2019

Adopted in a modified form on March 12, 2019

Approved for publication March 29, 2019

BIONOTES: **Vladimir S. Utkin** — Doctor of Technical Sciences, Professor of Department of industrial and Civil Engineering, the honored worker of the higher school of the Russian Federation, **Vologda State University (VSU)**, 15 Lenin st., Vologda, 160000, Russian Federation, utkinvogtu@mail.ru.