

УДК 624.131.3+624.131.8

DOI 10.52928/2070-1683-2022-31-8-63-74

УНИВЕРСАЛЬНЫЙ МЕТОД ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ ВДАВЛИВАЕМОЙ СВАИ НА ОСНОВЕ РЕШЕНИЯ ЧАСТНОЙ ЗАДАЧИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ О ЕГО УСТОЙЧИВОСТИ И ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

канд. техн. наук, доц. В.Н. КРАВЦОВ
(РУП «Институт БелНИИС», Минск)

В статье представлен универсальный метод оценки предельного сопротивления оснований вдавливаю с вай всех типов (готовых, набивных), согласно классификации ТКП 45-5.01-254-2012, по физико-механическим характеристикам грунтов, с учетом их конструктивных параметров, технологических аспектов изготовления и устройства. Метод разработан на основе предложенного аналитического решения частной задачи теории предельного равновесия грунтов применительно к устойчивости и несущей способности основания одиночной сваи, нагруженной вертикальной вдавливающей/выдергивающей силой в плоской постановке. Расчет характеристического (несущей способности) и проектного предельного сопротивления основания вдавливаю с вай производится с использованием частных коэффициентов, учитывающих возможность отклонений конструктивных, технологических параметров свай, свойств грунтов от их репрезентативных значений и неопределенности грунтовой модели по сравнению с фактическим поведением нагруженного грунта. Отклонение результатов расчета по предлагаемому методу от опытных данных по результатам испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой находится в пределах погрешности метода испытаний.

Ключевые слова: устойчивость, несущая способность, теория предельного равновесия, сопротивление грунта вдавливаю с вай, физико-механические характеристики, частные коэффициенты надежности.

Введение. В настоящее время все известные методы оценки несущей способности оснований свай (теоретические численные, инженерно-практические) базируются на идеализированных грунтовых моделях, разработанных с использованием положений теории упругости твердого тела, которые не соответствуют фактическому поведению грунтов под нагрузкой. Отклонения значений несущей способности свай F_k , рассчитанных по аналитическим (теоретическим) методам расчета, от опытных данных по результатам испытаний достигают 100% и более [1–4].

Более точные и достоверные результаты дают инженерно-практические методы расчета, регламентируемые нормами (ТНПА) и развивающимися их ведомственными документами (пособия, рекомендации)^{1,2,3,4}, использующие табличные значения расчетных сопротивлений грунта вдавливаю с вай/выдергиванию в него/из него нижнего конца (пяты) R_b и ствола R_s свай. Значения R_b , R_s установлены посредством обработки графиков испытаний различных грунтов сваями для каждого конкретного их типа и не могут быть распространены на другие варианты свай. Недостатками указанных методов является также то, что в них не учитываются фактическое состояние и физико-механические свойства грунтов, конструктивные и технологические особенности изготовления свай (значения R_b , R_s в национальных ТНПА даны до глубины, не превышающей 25 м, по типу грунта для песка (без учета его свойств) или по показателю текучести I_L для глинистого грунта, определенного непрямым расчетным методом). Это существенно снижает надежность и точность расчетов указанных методов, требует дальнейшего их развития и совершенствования.

Учитывая это, целью настоящей работы стала разработка универсального метода оценки предельного состояния основания вертикально вдавливаемых свай по несущей способности и устойчивости посредством учета экспериментально установленных особенностей их взаимодействия с грунтом на основе полученного теоретического решения об устойчивости основания свай и использования физико-механических характеристик грунтов, лишённого вышеуказанных недостатков нормативных методов расчета (ТНПА)^{5,6}.

Основная часть. Экспериментально-теоретические предпосылки расчета. Многочисленные экспериментально-теоретические исследования⁷ [5–8], в т.ч. собственные [9], показывают, что при действии на основа-

¹ Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-256-2012. – Введ. 01.07.12. – Минск : Минстройархитектуры, 2013. – 137 с.

² Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов : П2-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 01.07.01. – Минск : Минстройархитектуры, 2001. – 23 с.

³ Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием : П19-04 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 01.07.05. – Минск : Минстройархитектуры, 2006. – 88 с.

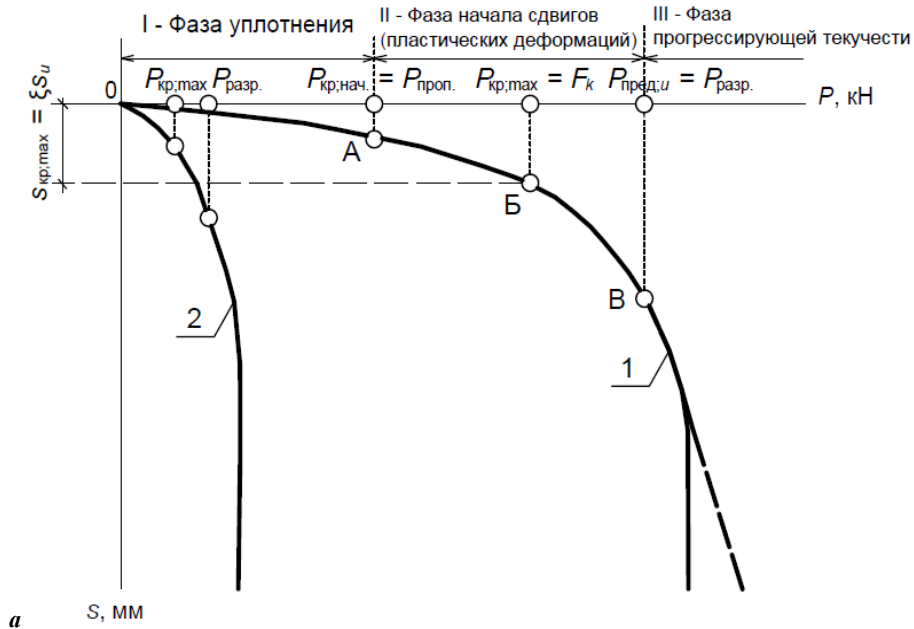
⁴ Проектирование и устройство свайных фундаментов : СП 50-102-2003. – Введ. 21.06.03. – М. : Госстрой России, 2008. – 81 с.

⁵ См. сноски 1–4.

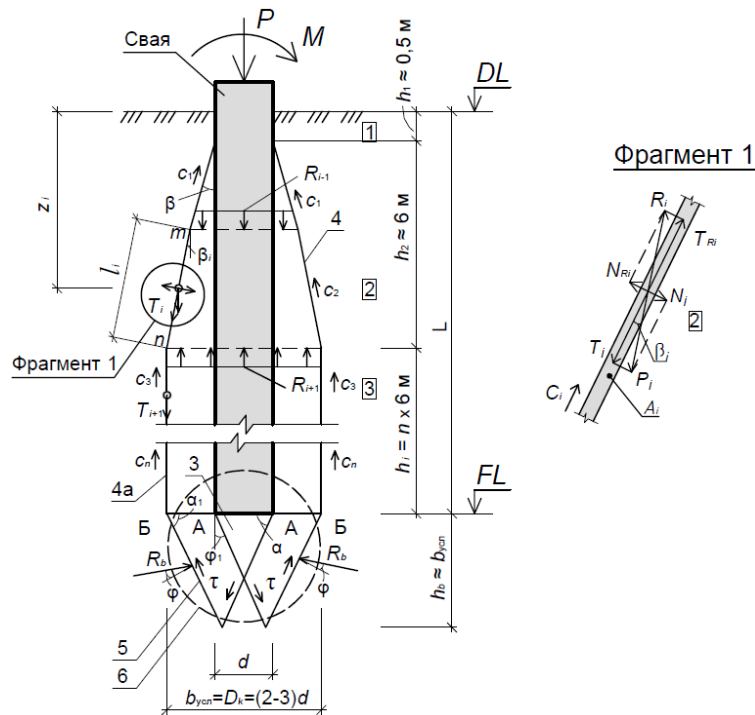
⁶ Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 01.07.12. – Минск : Минстройархитектуры, 2012. – 118 с.

⁷ Бахолдин, Б.В. Экспериментальные и теоретические исследования процесса взаимодействия грунта с забивными сваями и создание на их основе практических методов расчета свай : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Б.В. Бахолдин ; НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М., 1987. – 48 с.

ние сваи (фундамента) непрерывно возрастающей как вдавливающей, так и выдергивающей нагрузок, ее работа на различных этапах загрузки характеризуется тремя фазами: I – уплотнения, II – сдвига от начальных до нарастающих массивных (пластических) деформаций, переходящих (III-я фаза) в прогрессирующую текучесть грунта (рисунок 1).



a



б

1 – характерный график зависимостей $s = f(p)$ для вертикально нагруженных свай, испытанных статической вдавливающей нагрузкой в грунтах пониженной прочности (рыхлых, обводненных глинистых с $I_L > 0,8$, макропористых и др.); 2 – то же в прочных и средней прочности; 3 – уплотненное жесткое ядро под концом сваи; 4, 5 – поверхности скольжения; 6 – контур деформируемой зоны грунта в уровне пяты; [1] - [3] – блоки оседания; А, Б – соответственно зоны пассивного сопротивления грунта и неподвижной части массива ниже пяты; α и β – углы наклона поверхностей скольжения (поз. 4 и 5); R_b – силы (реакции) сопротивления грунта вдавливанию пяты свай a – графики зависимости осадки от нагрузки $s = f(p)$ для грунтов пониженной прочности (поз. 2), средней прочности и прочных (поз. 1); b – обертывающие поверхности скольжения с учетом жесткого ядра (поз. 3) в неоднородном основании (расчетная кинематическая схема к определению устойчивости свай)

Рисунок 1. – Напряженно-деформационное состояние вертикально нагруженного основания одиночной сваи при полном развитии зон предельного равновесия согласно экспериментальным данным

Начальное критическое давление $p_{кр.нач.}$ соответствует границе между I и II фазами (точка А на графике 1 рисунка 1, а), до которой преобладают безопасные для устойчивости (прочности) грунтов деформации уплотнения. Превышение этого давления вызывает местную потерю устойчивости грунтов. Поэтому среднее давление на основание зданий и сооружений I-го уровня ответственности (класс надежности RC3), очевидно, не должно превышать его критической величины и не допускать зон пластических деформаций в уровне подошвы пяты свай (фундамента), передающей нагрузку на основание $p_{кр.нач.} = p_{проп.}$, принимаемую за предел пропорциональности между давлением и деформацией грунтов – $p_{кр.нач.} \approx p_{проп.}$. В то же время для менее ответственных и временных (неответственных) сооружений классов надежности RC1, RC2 (II–III уровней ответственности) вполне допустимо проникновение этих деформаций под опорную часть пяты (фундамента).

Предельное давление $p_{пред.}$ соответствует полному использованию сопротивления основания сдвигу (точка В на графике 2 рисунка 1, а) и потере его устойчивости ($p_{пред.} \approx p_{раз.}$).

Положение критической точки Б на графике 2 вдавливания сваи (см. рисунок 1, а) определяет как предельно допустимую (критическую) деформацию $s_{кр.}$, так и величину сопротивления грунта, соответствующую ей, выраженную абсциссой критического давления $p_{кр.макс.}$. Это сопротивление в современной проектной практике принято определять понятием *несущая способность грунта*, которое имеет достаточно неопределенный смысл, т.к. на графике вдавливания сваи, как правило, выражается «не резко» и устанавливается условно. Для придания этому понятию физического смысла несущую способность свай F_k в нормативной литературе⁸ обычно принято назначать при осадке $s = \xi \cdot s_u$ (где s_u – предельная осадка сооружения, допускаемая для него нормами⁹), соответствующей пределу пропорциональности, т.е. $F_k \leq p_{кр.макс.} = R_k$ (R_k – характеристическое сопротивление грунта вдавлыванию в него ствола сваи, кН), в зависимости от конструктивной системы объекта, его назначения и типа грунта.

Для условия предельного равновесия проекции усилий на ось z , приложенных к деформируемому грунтовому основанию сваи ниже уровня ее пяты, могут быть приведены к трехзвенному виду (согласно решению Н.П. Пузыревского (1929), Н.М. Герсеванова (1930), К. Терцаги (1925–1933), О.К. Фрелиха (1934) и др.).

$$R(\sigma)_{\max} = A \cdot b + B \cdot h + D \cdot c, \quad (1)$$

где $R(\sigma)_{\max}$ – нагрузка, соответствующая начальному критическому пределу несущей способности основания;
 h – глубина заложения подошвы фундамента (пригрузка q/ρ , соответствующая высоте условного слоя грунта);
 b, c – соответственно ширина (диаметр) фундамента, м, сцепление грунта, кПа;
 A, B, D – постоянные для данного грунта коэффициенты его несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения φ , град., и плотности ρ , кН/м³.

Версия указанного решения, принятая в нормах Республики Беларусь для определения $p_{кр.макс.} = R_k$ с соответствующими коэффициентами A, B, D , приведена в ТКП 45-5.01-67-2007¹⁰ и с достаточной для практических целей точностью может быть использована при оценке сопротивления грунта вдавлыванию в него пяты сваи. Для оценки сопротивления грунта вдавлыванию в него ствола сваи дополнительно рассмотрим частную задачу общей теории предельного напряженного состояния об устойчивости основания, нагруженного вертикальной вдавливающей силой.

Частное решение задачи устойчивости основания вдавливаемой (выдергиваемой) сваи с использованием физико-механических характеристик. Выполненный анализ экспериментально-теоретических данных о разрушении вертикально нагруженных оснований фундаментов и свай в стадии их предельного равновесия¹¹ [1; 3; 8; 9; 10–13] показал, что характер потери устойчивости и сопротивление грунта вдавлыванию в него ствола сваи (несущая способность) полностью соответствуют предпосылкам и положениям теории предельного равновесия грунтов, т.к. решающую роль в процессе их разрушения играют сдвиги (нарушения внутреннего равновесия) по поверхностям скольжения, возникающим в отдельных объемах грунта по длине ствола и под нижним концом вдавливаемой (выдергиваемой) сваи (см. рисунок 1, б).

В связи с этим, для оценки степени устойчивости и исследования условий возникновения сдвигов в основании сваи, в данном и ряде других случаев, рассмотренных в работах Б.В. Бахолдина, В.Г. Березанцева, А.А. Григорян, В.Н. Кравцова, Ф.К. Лапшина, В.А. Флорина¹² [5; 6; 9; 10–12], вполне очевидна возможность применения общей теории предельного равновесия грунтов. Решение об устойчивости основания сваи в данном случае можно отнести к ее элементарной частной задаче механики грунтов, которая заключается в определении условия равновесия при фиксированной поверхности скольжения, образующейся в результате сдвига оседаемых/выпираемых недеформируемых блоков грунта под/над пятой сваи относительно неподвижного окружающего его массива.

Рассмотрим условия предельного равновесия (устойчивости) основания сваи при воздействии предельного усилия вдавливания P /выдергивания P_v , приложенного к нему по оси его симметрии (решение для выдергиваемой сваи дано в работе [14]) с использованием расчетной (кинематической) схемы на рисунке 1, б.

⁸ См. сноски 1–4, 6.

⁹ См. сноску 6.

¹⁰ Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007. – Введ. 01.09.07. – Минск : Минстройархитектуры, 2008. – 136 с.

¹¹ См. сноску 7.

¹² См. сноску 7.

На основании экспериментальных исследований [8; 9] примем, что при воздействии на сваю вдавливающей силы $P_{кр, \max}$ (см. рисунок 1, а) вдоль ее ствола и под пятой концентрируются сдвигающие напряжения, формирующие тело оседания в форме отдельных блоков, в верхней зоне ствола в виде одного усеченного конуса (см. рисунок 1, б), с верхним меньшим основанием равным, примерно, площади сваи и боковой поверхностью, наклоненной вниз под углом β к вертикали. С глубины более 6 м блоки оседания, с учетом опытных данных, приняты цилиндрической формы. Площади A боковых обертывающих поверхностей сдвига верхнего усеченного конуса (пирамиды) и ниже лежащих цилиндрических блоков оседания по существу являются фиксированными поверхностями предельного равновесия (скольжения), направленными вниз, согласно опытным данным для верхнего блока, под углом $\beta \leq 6^\circ$ (см. рисунок 1, б). Поэтому, согласно теории предельного равновесия грунтов, несущая способность основания сваи может быть найдена из уравнений равновесия для каждого отсека $\boxed{1}$ – $\boxed{3}$ на рисунке 1, б суммированием критических нагрузок P_i в каждом отсеке, воспринимаемых ими в момент потери грунтом устойчивости.

Рассмотрим условия равновесия i -го отсека (конуса оседания), например, $\boxed{2}$ на рисунке 1, б в плоской постановке, приведя конус (пирамиду) в плоскости чертежа к трапеции с боковыми гранями, направленными вниз от верхнего основания, размером d , к большему нижнему, размером D_k , под углом к вертикалям β_i .

К отсеку при предельном равновесии приложены следующие внешние усилия: дополнительное P_i от внешней нагрузки P , реакции от верхнего R_{i-1} и нижнего R_{i+1} оседаемых отсеков (блоков) и собственный вес отсека G_{gi} $\boxed{2}$ с участком сваи. Раскладываем равнодействующую силу P_i в точке приложения к единице площади плоскости сдвига поверхности скольжения nm на ее составляющие: нормальную N_i , и касательную T_i :

$$T_i = P_i \cdot \cos \beta_i; \quad N_i = P_i \cdot \sin \beta_i. \quad (2)$$

Внешним усилиям на плоскости сдвига (см. рисунок 1, б) при предельном равновесии противодействуют следующие внутренние силы, направленные в обратную сторону от сил сдвига: сцепления c_i , на поверхности скольжения nm , сопротивления грунта вдавливанию сваи R_i и ее составляющие: касательная T_{Ri} (сила трения) и нормальная N_{Ri} (реакция отпора грунта основания к грани nm):

$$c_i = \sum c_{k,si} \cdot l_i; \quad N_{Ri} = R_i \cdot \sin \beta = \gamma_{k,si} \cdot z_{si} \cdot \sin \beta_i; \quad T_{Ri} = f_i \cdot N_i = \operatorname{tg} \varphi_{k,i} \cdot N_i, \quad (2a)$$

где $\gamma_{k,si}$ – эквивалентный (средний) удельный вес грунтов выше рассматриваемого отсека;
 z_{si} – мощность грунтов от поверхности до геометрического центра отсека h_i .

Составим общее уравнение предельного равновесия для отсека h_i , спроектировав все силы на наклонную грань поверхности сдвига nm и на нормаль к ней реакции N_{Ri} , отнеся их к единице площади плоскости сдвига A_{si} .

$$T_i = T_{Ri} + c_{k,si} \cdot l_{si} + \sum R_i = f_i \cdot N_{Ri} + c_{k,si} \cdot l_i + R_{i+1} \cdot \cos \beta_i - (R_{i-1} + G_{gi}) \cdot \cos \beta_i; \quad (3)$$

$$N_{Ri} = N_i + \sum R_i = N_i + R_{i+1} \cdot \sin \beta_i - (R_{i-1} + G_{gi}) \cdot \sin \beta_i. \quad (4)$$

Подставив (4) в (3), получим с учетом коэффициента устойчивости основания сваи « k »

$$k \cdot T_i = f_i \cdot N_i + c_{k,si} \cdot l_i + R_{i+1} (f_i \cdot \sin \beta_i + \cos \beta_i) - (R_{i-1} + G_{gi}) (f_i \cdot \sin \beta_i + \cos \beta_i). \quad (5)$$

Используя формулы разности двух углов $\sin(\varphi_i + \beta_i)$ и принимая во внимание, что $f_i = \operatorname{tg} \varphi_{k,i} = \frac{\sin \varphi_{k,i}}{\cos \varphi_{k,i}}$, решим его относительно R_{i-1} с учетом полной площади обертывающей поверхности скольжения A_{si} .

$$R_{s,i-1} = \frac{A_{si} (k \cdot T_i - \operatorname{tg} \varphi_{k,i} \cdot N_i - c_{k,i} \cdot l_i) \cdot \cos \varphi_{k,i}}{\cos(\varphi_{k,i} + \beta_i)} + (R_{i+1} \pm G_{gi}), \text{ МН.} \quad (6)$$

Формула (6) дает возможность определить максимальную несущую способность грунта основания как вдавливаемой, при знаке « $-$ », так и выдерживаемой, при знаке « $+$ » и $R_{i+1} = 0$, сваи (сопротивление сдвигу) на любом участке h_i по длине ее ствола. Для вычисления общего значения $\sum R_{s,i}$ ствола сваи расчет надо начинать с верхнего отсека $\boxed{1}$ по рисунку 1, для которого $R_{s,i+1} = 0$.

Разработка универсального метода оценки несущей способности свай. В основу теоретической концепции универсального метода расчета свай положены собственные исследования и приведенные в литературных источниках.

В частности, при определении предельного сопротивления грунта $P_{пред,и}$ (см. рисунок 1, б) вдавливанию в него сваи использовано известное решение механики грунтов (Н.П. Пузыревский, К. Терцаги, Н.М. Герсеванов) в версии формулы расчетного сопротивления R_b , используемой в нормах (ТНПА)¹³, и для ствола – решение автора, приведенное выше. Формулы получены для условий плоской задачи с использованием уточненной автором, по результатам исследований, расчетной (кинематической) модели (схемы) основания сваи, нагруженной вертикальной силой (см. рисунок 1, б).

¹³ См. сноску 10.

В разработанном методе и расчетной схеме приняты следующие допущения и положения, установленные с учетом опытных данных [1; 8; 9]:

- несущая способность (предельная критическая нагрузка) определяется в данном методе из условия максимально допустимого развития состояния предельного равновесия при осадке, соответствующей критической величине $s_{кр.макс} = \xi \cdot s_u$ по рисунку 1, а (где $\xi = 0,2$, s_u – средняя предельная осадка по приложению В ТКП¹⁴);

- предельное напряженное состояние основания сваи оценивается по напряжению (критическая нагрузка $P_{кр.макс}$), при незначительном увеличении которого нарушается равновесие грунта (устойчивость) и происходит сдвиг по поверхностям скольжения блоков оседания (см. рисунок 1, б);

- расчетная модель (схема) принята из условия, что при нагрузке $P_{кр.макс}$, в фазе II (см. рисунок 1, а), происходит развитие пластических деформаций, сдвигов, формирование жесткого ядра (см. поз. 3 на рисунке 1, б) под пятой сваи (зона А) и блоков оседания (1–3) вдоль ствола, с поверхностями скольжения, проходящими по их боковым граням. В верхней зоне, до глубины $h_2 \leq 6$ м, блок 2 имеет форму усеченного конуса (пирамиды) с боковыми поверхностями, ориентированными под углом $\beta \leq 6^\circ$ к вертикальной грани сваи, сопрягаемыми с цилиндрической поверхностью блока 3, который в уровне нижнего конца сваи объединяется с зоной А в виде шаровой поверхности, имеющей ограниченные размеры по глубине и ширине $b_{усл.} \cong h_{усл.} = (2-3)d$ (см. рисунок 1, б);

- усилия сдвига и напряжения от нагрузки $P_{кр.макс}$ в блоке 1 отсутствуют и, начиная с блока 2, линейно возрастают до глубины 6 м, после чего имеют постоянную величину на цилиндрической поверхности скольжения блока 3;

- сдвиг ствола сваи происходит по поверхности наибольшего сопротивления – не «бетона ствола по грунту», а «грунта по грунту» вдоль поверхностей скольжения блоков оседания (1 – 3), внешние грани которых находятся от граней свай на расстоянии $\cong (1-2)d$. Проскальзывание блоков (1 – 3) относительно неподвижного грунта «Б» на рисунке 1, б происходит при нагрузке, соответствующей сдвиговой осадке ствола $s_{сд.} \cong (5-30)$ мм для забивных и (7–60) мм для набивных свай, которая остается постоянной до момента их «срыва». Дальнейший прирост несущей способности происходит за счет пяты. Для коротких и средней длины свай ($L < 12$ м) соотношение между нагрузкой, передаваемой на грунт стволом R_s , и пятой R_b при $P_{разр.}$ составляет $\cong (50$ на $50)\%$, для длинных $\cong (70$ на $30)\%$. У длинных свай ($L/d \geq 20$) вдавливающая нагрузка может не передаваться на пяту вплоть до нагрузки $\cong P_{кр.нач.}$, соответствующей осадке $\cong s_{сд.}$, в результате чего ниже конца сваи формируется жесткий клин 3 (см. рисунок 1, б). После превышения $s_{кр.макс}$ и опускания клина 3 в шаровой поверхности 6 образуются поверхности скольжения, аппроксимированные на рисунке 1, б прямолинейными плоскостями 5, по которым при достижении внешней нагрузки предельной величины $P = P_{пред.}$ ($P_{разр.}$) происходит внутренний выпор грунта ниже пяты с разрушением основания, потерей его устойчивости, просадкой сваи и формированием новых областей равновесия. При $L/d \geq 25$ различия в работе свай стоек и защемленных в грунте условно одинаковы.

Исходя из вышеуказанных предпосылок и положений теории предельного равновесия грунта задача разработки универсального метода заключается в определении несущей способности основания свай, гарантировано обеспечивающей не превышение предельного состояния грунта по прочности (при $s_{кр.макс} = \xi \cdot s_u$) посредством введения соответствующих коэффициентов надежности, учитывающих неопределенность характеристических свойств грунтов, конструктивных и технологических факторов их изготовления.

Основные положения разработанной методики с учетом вышеуказанных допущений и предпосылок приведены ниже.

Универсальный метод расчета предельного состояния основания вдавливаемой сваи по несущей способности грунта с использованием его физико-механических характеристик. Метод расчета распространяется на определение проектной (расчетной) допускаемой нагрузки $F_{d;cal} \leq R_{d;cal}$ на готовые набивные сваи и сваи-столбы (далее – сваи) и проектного (расчетного) сопротивления грунта их вдавливанию $R_{d;cal} = R_{k;cal} / \gamma_k$ с применением формул (7)–(9) по вышеуказанным решениям, в которых характеристическое значение сопротивления грунта в предельном состоянии по несущей способности пяты и ствола ($R_{b;k;cal}$, $R_{si;k;cal}$) рассчитывается с использованием физико-механических характеристических свойств грунтов для оснований фундаментов зданий всех классов надежности RC1–RC3 (для зданий класса RC3 результаты расчетов используются только как предварительные и должны подтверждаться испытанием).

Модели (расчетные схемы) оснований из готовых и набивных призматических, пирамидальных и цилиндрических свай приведены на рисунке 2.

Характеристическое сопротивление (несущая способность) грунта вдавливанию вертикально нагруженных готовых, набивных защемленных свай призматической, пирамидальной, цилиндрической продольных форм, сплошных и полых (кольцевых), круглого, квадратного, прямоугольного поперечных сечений, диаметром (большая сторона) $d = (0,2-0,8)$ м, свай $d \leq 1,5$ м длиной ($2 \leq L \leq 35$) м¹⁵ $R_{k;cal}$ определяется методом расчета с использованием свойств грунтов как сумма сопротивления грунта вдавливанию в основание их пяты и ствола, МН, по формуле

$$R_{k;cal} = \gamma_{t1} \gamma_{t2} (\gamma_b \cdot R_{b;k;cal} + \gamma_{si} \sum R_{si;k;cal}), \quad (7)$$

¹⁴ См. сноску 6.

¹⁵ См. сноску 6, таблица 5.2.

где γ_{t1} – коэффициент корреляции условий влияния на несущую способность оснований конструктивных параметров свай (вид (готовая, набивная), сплошная, с полостями), принимаемый по таблице 1;

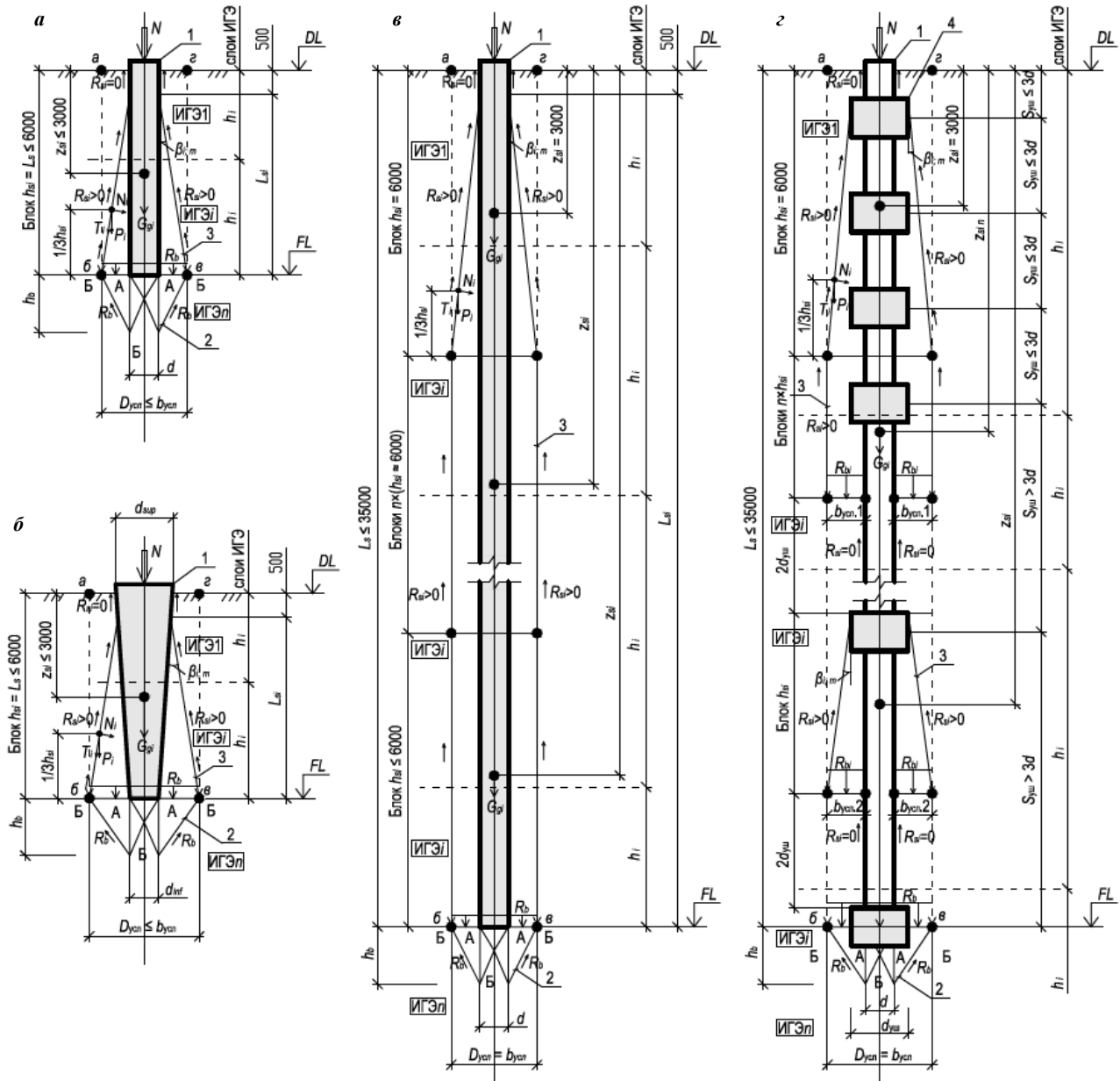
γ_{t2} – коэффициент корреляции условий влияния на несущую способность свай способа их изготовления (технологии), принимаемый по таблице 1;

γ_b – коэффициент условий работы нижнего конца свай в зоне h_b , принимаемый по таблице 1;

γ_{si} – коэффициент условий работы ствола сваи в зоне L_s , определяемый по таблице 1;

$R_{b;k;cal}$ – максимальное характеристическое сопротивление грунта основания (несущая способность) вдавливанию нижнего торца сваи (пяты), определяемое по формуле (8), МН;

$\sum R_{si;k;cal}$ – максимальное характеристическое суммарное сопротивление грунта (несущая способность) вдавливанию ствола сваи на участках-блоках $h_{si} \leq 6$ м (далее блоки), на которые разбивается зона L_s , определяемое по формуле (9), МН. Слои толщиной менее 6 м суммируются с выше/нижележащими слоями и учитываются в расчетах как один слой с эквивалентными характеристиками.



1 – свая; 2 – аппроксимированная поверхность сдвига (скольжения) в стадии предельного состояния в уровне нижнего конца сваи; 3 – то же, вдоль ствола сваи; 4 – уширение ствола сваи; А – зона внутреннего выпора (пассивного сопротивления сдвигу); Б – зона неподвижного грунта, относительно которой смещается зона А в стадии предельного равновесия; DL, FL – отметки уровней планировки и низа свай;

$S_{ум}$ – шаг уширений по длине ствола сваи; остальные обозначения см. (7), (8)

а, б – соответственно для свай цилиндрических, призматических длиной до 6 м; в – то же, длиной (6 < L ≤ 35) м; з – то же, см. «в», с учетом уширений по длине ствола

Рисунок 2. – Модели (расчетные схемы) для оценки несущей способности оснований свай с учетом их конструктивных и технологических параметров

Таблица 1. – Коэффициенты корреляции условий влияния на несущую способность оснований свай ($d \leq 1,5 \text{ м}$)^{*1}

Виды и типы свай, способ изготовления с учетом вида грунтов в основании I–III категорий сложности по приложению А ¹⁶	Коэффициенты корреляции условий влияния на несущую способность свай параметров их конструкций, способа изготовления и работы в грунте					
	γ_{t1} (числитель) / γ_{t2} (знаменатель) при категории сложности основания			γ_b (числитель) / γ_{si} (знаменатель) при категории сложности основания		
	I	II	III	I	II	III
1. Готовые (погружаемые) сваи типов: 1.1 Плоские и полые (в т.ч. сваи-оболочки) с закрытым нижним концом (в т.ч. заполненные бетоном), погруженные: 1.1.1 забивкой механическими (подвесными) паровоздушными и дизельными молотами в основания с грунтами: а – однородными средней прочности ($q_c \geq 2 \text{ МПа}$, $e \leq 0,55$, $E > 10 \text{ МПа}$) и условно однородными многослойными (необходительные основания со слоями средней прочности, если общая толщина биогенных малопрочных и слабых прослоек пониженной прочности не превышает в блоках $h_{si} - 0,3 \text{ м}$); б – неоднородными с наличием слоев пониженной прочности (водонасыщенных малопрочных (в т.ч. рыхлых): песков и слабых глинистых грунтов ($E \leq 7 \text{ МПа}$; $I_L > 0,5$; $q_c < 1,5 \text{ МПа}$), в т.ч. грунтов с содержанием растительных и органических веществ $0,20 \leq I_{om} \leq 0,40$)	$\frac{1,0}{1,2}$	$\frac{1,0}{1,15}$	–	$\frac{1,1}{1,0}$	$\frac{1,0}{1,0}$	–
2. Набивные (изготавливаемые в грунте) сваи, типов: 2.1 Бурунабивные традиционные, изготовленные в скважинах с выемкой грунта, в т.ч. с уширениями, выполненными механическим способом, бетонизируемые в грунтах: а – по 1.1.1а сухим способом или под защитой обсадной трубы; б – по 1.1.1б под водой или под защитой глинистой суспензии 2.2 Буруинъекционные с опрессованными, обжатыми, раскатанными стенками скважин (например, СФА, РИТ и др.), бетонизируемые в грунтах: а – по 1.1.1а; б – по 1.1.1б 2.3 Набивные в пробитых штампами (пуансонами) скважинах (вытрамбованных, выштампованных, проколотых, в т.ч. инвентарной трубой, виброштампованные и др.), бетонизируемые в грунтах: а – по 1.1.1а; б – по 1.1.1б	–	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{0,9}{0,8}$	–	$\frac{0,9}{0,9}$	$\frac{0,8}{0,7}$
а – по 1.1.1а сухим способом или под защитой обсадной трубы; б – по 1.1.1б под водой или под защитой глинистой суспензии	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	–	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,6}$	–
а – по 1.1.1а; б – по 1.1.1б	–	$\frac{0,7}{0,8}$	$\frac{0,7}{0,7}$	–	$\frac{0,7}{0,7}$	$\frac{0,6}{0,6}$
а – по 1.1.1а; б – по 1.1.1б	$\frac{0,9}{1,0}$	$\frac{0,8}{0,9}$	–	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	–
а – по 1.1.1а; б – по 1.1.1б	–	$\frac{0,7}{0,8}$	$\frac{0,7}{0,7}$	–	$\frac{0,7}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,6}$
а – по 1.1.1а; б – по 1.1.1б	$\frac{0,9}{1,0}$	$\frac{0,9}{0,9}$	–	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,8}$	–
а – по 1.1.1а; б – по 1.1.1б	–	$\frac{0,8}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	–	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,7}$

Примечание. ^{*1} – полную версию таблицы 1 см. в СП «Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений».

$$R_{b;k;cal} = [A_b \cdot (N_\gamma \cdot b_{усл} \cdot \gamma_{k;b} + N_q \cdot L_s \cdot \gamma_{k;si;m} + N_c \cdot c_{k;b})] / \xi_b; \tag{8}$$

$$\sum R_{si;k;cal} = \sum \left(\frac{A_{si} \cdot T_{si} \cdot \cos \varphi_{k,i}}{\cos(\varphi_{k,i} + \beta_i)} \mp G_{gi} \right) / \xi_{si}, \tag{9}$$

где «–» – для вдавливаемых, «+» – для выдергиваемых свай;

ξ_b и $\xi_{si} = 1,4$ – коэффициенты, учитывающие возможность отклонений (грунтовую неопределенность) свойств грунтов на строительной площадке от их характеристических значений, соответственно в зонах z_b и L_s ;

$A_b = 0,785 D_{усл}^2$ – условная эффективная площадь передачи нагрузки на грунт в уровне конца (пяты) свай, м²;

$D_{усл}$, $b_{усл}$ – условный эффективный диаметр (ширина) свай, равный при $L_s \leq 6 \text{ м}$ – $D_{усл} = b_{усл} = d + 2 \cdot L_s \cdot \text{tg} \beta_{im}$, при $L_s > 6 \text{ м}$ – $D_{усл} = d + 1,0$ (здесь $\beta_{im} = \varphi_k / 4 \leq 6^\circ$), м;

N_γ , N_q , N_c – коэффициенты несущей способности основания под пятой свай, зависящие от эквивалентного угла внутреннего трения грунта $\varphi_{k;b}$ в зоне h_b , определяемые по таблице 2.

¹⁶ См. сноску 6.

Таблица 2. – Коэффициенты N_γ , N_q , N_c ^{*2}

Угол внутреннего трения $\varphi_{k,b}$	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{k,b}$	Коэффициенты		
	N_γ	N_q	N_c		N_γ	N_q	N_c
0°	0	1,00	3,14	23°	0,69	3,65	6,24
1°	0,01	1,06	3,23	24°	0,72	3,87	6,45
2°	0,003	1,12	3,32	25°	0,78	4,11	6,67
3°	0,04	1,18	3,41	26°	0,84	4,37	6,90
4°	0,06	1,25	3,51	27°	0,91	4,64	7,14
5°	0,08	1,32	3,61	28°	0,98	4,93	7,40

Примечание. ^{*2} – полную версию таблицы 2 см. в ТКП 45-5.01-67-2007 «Фундаменты плитные. Правила проектирования»¹⁷.

$T_{si} = k_1 \cdot T_i - N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_{k,i} - k_2 \cdot c_{k,si} \cdot l_i$ – максимальное сопротивление грунта в предельном состоянии вдоль плоскости сдвига участка-блока (далее – блок) оседания h_{si} , принимаемое для первых двух блоков на 0,5 м ниже поверхности дна котлована, но не менее $T_{si} = 0,01$ МПа. При наличии в блоке h_{si} обводненных слабых и малопрочных (рыхлых) грунтов ($E \leq 7$ МПа, $\varphi \leq 18^\circ$), слоев с примесью биогенного материала (в т.ч. заторфованных, $I_{om} < 0,4$) – T_{si} в блоке принимается равным $T_{si} = 0,01$ МПа, при наличии слоев с $I_{om} > 0,4$ толщиной $h_i > 0,3$ м (в т.ч. торф, ил, слабые грунты с $I_L \geq 1$) – T_{si} принимается со знаком «минус» $T_{si} = (-)0,01$ МПа; k_1 – коэффициент устойчивости основания в зоне h_{si} (L_s), равный для первого и второго блоков $h_{si} - k_1 = 1,5$, а для последующих $h_{si} - k_1 = 1$; k_2 – коэффициент, учитывающий условия работы сил сцепления по глубине основания, равный $k_2 = 0,5$ для первого и второго блоков оседания h_{si} и $k_2 = 1$ – для последующих блоков оседания h_{si} ; $T_i = \gamma_{k,si,m} \cdot z_{si} \cdot \cos \beta_i$ – касательная составляющая силы P_i , равная предельной силе сопротивления грунта сдвигу на единице поверхности скольжения в $1/3 h_{si}$ для первого блока и в середине последующих блоков оседания h_{si} , МПа; $N_i = \gamma_{k,si,m} \cdot z_{si} \cdot \sin \beta_i$ – нормальная составляющая силы P_i к поверхности скольжения (см. рисунок 2), МПа; $\gamma_{k,si,m}$ – эквивалентный (осредненный) удельный вес грунта в блоке h_{si} , МН/м³; z_{si} – расстояние от спланированной поверхности до геометрической середины блока h_{si} , м (см. обозначение T_i); β_{ycl} ($\beta_{i,m}$) – угол наклона граней верхнего конуса (пирамиды) блока оседания h_{si} к вертикали, равный при $L_s \leq 6$ м – $\beta_{i,m} = \varphi_{ki,si,m}/4 \leq 5,2^\circ$; при $L_s \geq 6$ м – $\beta_{i,m} = 0^\circ$, градус (здесь $\varphi_{ki,si,m}$ – эквивалентный (осредненный) характеристический угол внутреннего трения грунта в h_{si} -м блоке оседания, градус, см. рисунок 2); $G_{gi} = \gamma_{k,si,m} \cdot V_{si}$ – вес блока оседания h_{si} вместе с участком сваи, МН (см. рисунок 2). Здесь V_{si} – объем i -го блока оседания. Допускается $\gamma_{k,si,m}$ принимать равным 0,020 МН/м³.

Расчет значения $R_{si;k,cal}$ оснований свай производят, начиная с верхнего блока грунта h_{si} , для которого давление R_{i-1} от вышележащих блоков h_{si} отсутствует (равно нулю).

Пример. Определить проектное предельное сопротивление грунта основания вдавливанию готовой (забивной) сваи длиной $L = 12$ м с поперечным сечением (300 × 300) мм, погруженной дизель молотом в неоднородное основание с наличием слоев пониженной прочности III категории сложности по приложению А ТКП 45-5.01-254¹⁸ и проверить выполнение условия не превышения предельного состояния по несущей способности грунта. Согласно п.1.1.16 таблицы 1, коэффициенты условий влияния и работы составляют: $\gamma_{t1} = 0,9$, $\gamma_{t2} = 0,8$, $\gamma_b = 0,8$, $\gamma_{si} = 0,7$, т.к. в i -ом слое ИГЭ I (рисунок 3) $E < 7$ МПа, $I_L > 0,5$, $I_{om} = 0,21$.

Конструктивная характеристика сваи (длина, сечение), расчетная схема и геологическая колонка ее основания с характеристиками грунтов по данным испытаний (от одной скважины) даны на рисунке 3. Репрезентативная (характеристическая) общая осевая вдавливающая нагрузка на сваю $F_{rep} = 800$ кН, которая включает временное (Q) и постоянное (G) усилия в пропорции (40/60)%: $\psi \cdot Q_k = 320$ кН; $G_k = 480$ кН.

Решение. Производится расчет предельных характеристических значений сопротивлений грунта вдавливанию нижнего конца (пяты) и ствола сваи $R_{b;k,cal}$ и $R_{si;k,cal}$ по формулам (8) и (9) с использованием физико-механических свойств грунтов, определенных по результатам испытаний (см. ИГЭ на рисунке 3).

Безразмерные коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c в формуле (8) принимаются по таблице 2 для эквивалентного угла внутреннего трения основания сваи в уровне ее нижнего конца в зоне h_b (ИГЭ IV): $\varphi_{mean} = 27^\circ$: $N_\gamma = 0,91$, $N_q = 4,64$, $N_c = 7,14$.

Для расчета остальных параметров формул (8), (9) основание сваи по длине ствола разбивается на два блока $h_{s1} = 6$ м и $h_{s2} = 5,5$ м (см. рисунок 3), для которых определяются эквивалентные характеристики грунта. Расчеты выполняются по правилам геометрии и тригонометрии, для формулы (9) в табличной форме (таблица 3):

– общие параметры:

$$D_{ycl} = b_{ycl} = d_{sup} + 1,0 = 0,3 + 1,0 = 1,30 \text{ м};$$

$$A_b = 0,7854 \cdot D_{ycl}^2 = 0,7854 \cdot 1,30^2 = 1,33 \text{ м}^2;$$

¹⁷ См. сноску 10, таблица 5.3.

¹⁸ См. сноску 6.

– для зоны L_s :

$$\gamma_{k;si;m} = \frac{0,0204 \cdot 3,7 + 0,0205 \cdot 2,3 + 0,0175 \cdot 4,0 + 0,024 \cdot 1,5}{3,7 + 2,3 + 4 + 1,5} = 0,0199 \text{ МН/м}^3;$$

$$\varphi_{k;si;m} = \frac{18 \cdot 3,7 + 19 \cdot 2,3 + 36 \cdot 4,0 + 27 \cdot 1,5}{3,7 + 2,3 + 4 + 1,5} = 25,63^\circ.$$

Таким образом, с учетом рассчитанных параметров для блоков h_{s1} и h_{s2} (см. таблицу 3) и исходя из того, что для блока h_{s1} , при $I_{om} < 0,2$, значение $R_{si} = 0,010$, получим:

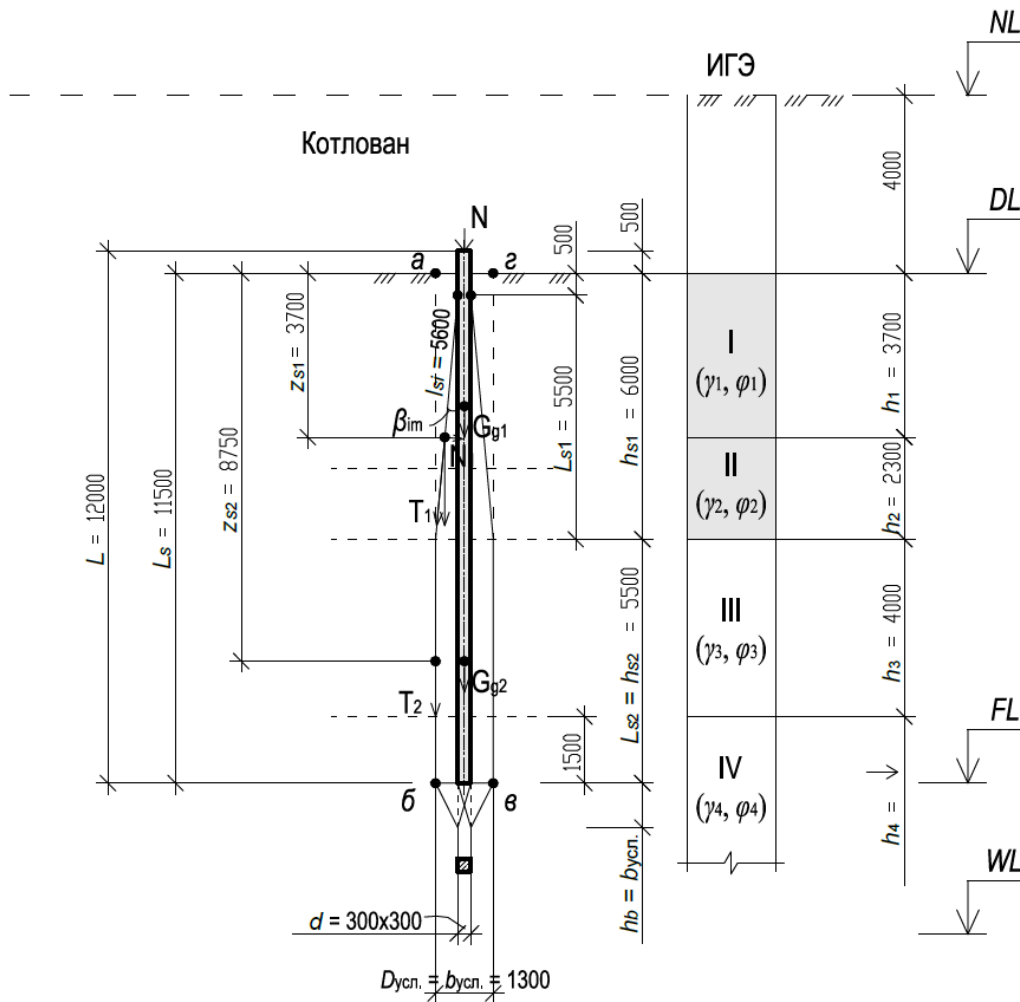
$$R_{b;k;cal} = [A_b \cdot (N_q \cdot b_{усл} \cdot \gamma_{k;b} + N_q \cdot L_s \cdot \gamma_{k;si;m} + N_c \cdot c_{k;b})] / \xi_b =$$

$$= [1,33 \cdot (0,91 \cdot 1,30 \cdot 0,024 + 4,64 \cdot 11,50 \cdot 0,0199 + 7,14 \cdot 0,025)] / 1,4 = 1,205 \text{ МН};$$

$$R_{c;k;cal} = \gamma_{t1} \cdot \gamma_{t2} (\gamma_b \cdot R_{b;k;cal} + \gamma_{si} \sum R_{si;k;cal}) = 0,9 \cdot 0,8 (0,8 \cdot 1,205 + 0,7 \cdot 1,917) = 1,660 \text{ МН}.$$

Предельное сопротивление грунта вдавливанию сваи согласно¹⁹ при $k = 1,4$ определяется по формуле

$$R_{c;d} = R_{c;k;cal} / \gamma_k = 1,660 / 1,4 = 1,186 \text{ МН}.$$



ИГЭ: I – суглинок мягкопластичный слабый с растительными остатками ($\gamma_k = 0,0204 \text{ МН/м}^3$, $I_L = 0,6$, $\varphi_k = 18^\circ$, $c_k = 0,018 \text{ МПа}$, $e = 0,75$, $E = 3,8 \text{ МПа}$, $I_{om} = 0,21$); II – суглинок тугопластичный средней прочности с растительными остатками ($\gamma_k = 0,0205 \text{ МН/м}^3$, $I_L = 0,37$, $e = 0,65$, $\varphi_k = 19^\circ$, $c_k = 0,021 \text{ МПа}$, $E = 10 \text{ МПа}$, $I_{om} = 0,04$); III – песок мелкий прочный ($\gamma_k = 0,0175 \text{ МН/м}^3$, $e = 0,55$, $\varphi_k = 36^\circ$, $c_k = 0,004 \text{ МПа}$, $E = 28 \text{ МПа}$); IV – супесь моренная средней прочности ($\gamma_k = 0,024 \text{ МН/м}^3$, $I_L = 0,3$, $\varphi_k = 27^\circ$, $c_k = 0,025 \text{ МПа}$, $e = 0,45$, $E = 15 \text{ МПа}$); NL, DL, FL, WL – отметки уровней соответственно природного рельефа, дна котлована, нижнего конца сваи и уровня подземных вод;
 ↓ – мощность слоя на всю разведанную глубину

Рисунок 3. – Расчетная схема сваи для примера, совмещенная с геологической колонкой

¹⁹ См. сноску 6.

Таблица 3. – Результаты вычисления параметров к примеру

Номер блока	Общие данные	Блок 1 $A_{s1} = \pi \cdot l_{s1} \cdot (R + r)$, м ² ; Блок 2 $A_{s2} = \pi \cdot D_{\text{уел}} \cdot h_{k1}$, м ²	Блок 1 $G_{g1} = 0,7854 \cdot D_{\text{уел}}^2 \cdot h_{k1} \cdot \gamma_{k;si,m}$, МН Блок 2 $G_{g2} = 0,7854 \cdot D_{\text{уел}}^2 \cdot h_{k2} \cdot \gamma_{k;si,m}$, МН	$\gamma_{k;si,m}$, МН/м ³	$\varphi_{k;si,m}$, град, $\cos \varphi_{k;si,m}$; $\text{tg} \varphi_{k;si,m}$, $\cos(\varphi_{k;si,m} + \beta)$	$c_{k;si,m}$, МПа	$T_i = \gamma_{k;si,m} \cdot z_{si} \cdot \cos \beta$, МПа	$N_i = \gamma_{k;si,m} \cdot z_{si} \cdot \sin \beta$, МПа	$T_{si,m} = k_1 \cdot T_i \cdot N_i \cdot \text{tg} \varphi_{k;si,m} - k_2 \cdot c_{k;si,m} \cdot l_{s1}(l_{s1})$, МПа	$\sum R_{si,k;cat} = \sum \left(\frac{A_{si} \cdot T_{si} \cdot \cos \varphi_{k;si}}{\cos(\varphi_{k;si} + \beta)} - G_{gi} \right) / \xi_{si}$, МН, $\xi_{si} = 1,4$
Блок 1	$\cos 6^\circ = 0,996$; $\sin 6^\circ = 0,0872$	14,07	0,159	0,0200	$\varphi_{k;si,m} = 18,38^\circ$; $\cos 18,38^\circ = 0,949$; $\text{tg} 18,38^\circ = 0,332$; $\cos 24,38^\circ = 0,911$	0,0190	0,074	0,0065	0,056	Т.к. имеются грунты с $I_{om} < 0,2$, $R_{si} = 0,010$
Блок 2	$\cos 0^\circ = 1$; $\sin 0^\circ = 0$ $\varphi_{k;b;m} = 27^\circ$	22,45	0,140	0,0193	$\varphi_{k;si,m} = 33,55^\circ$; $\cos 33,55^\circ = 0,833$; $\text{tg} 33,55^\circ = 0,663$; $\cos 39,55^\circ = 0,771$	0,0095	0,168	0,0	0,116	2,674
Итого: 2,684/1,4 = 1,917										

Проверяется выполнение условия не превышения предельного состояния по несущей способности грунта (проектная нагрузка, допустимая на сваю).

$$N = F_{c;d} \leq R_{c;d}.$$

$$F_{c;d} = \gamma_F \cdot F_{rep} = 1,35 \cdot 0,480 + 1,5 \cdot 0,320 = 1,128 \text{ МН} < R_{c;d} = 1,186 \text{ МН}.$$

Условие не превышения предельного состояния по несущей способности грунта обеспечено. Отклонение значений $F_{c;d}$, полученных по результатам статических испытаний свай в районе буровой колонки на рисунке 3, не превысило 20%.

Закключение. По итогам выполненной работы можно сделать следующие выводы.

1. На основании анализа собственных и приведенных в литературных источниках опытных данных предложена новая модель (кинематическая расчетная схема) предельного равновесия основания вдавливаемой сваи, нагруженной вертикальной силой (см. рисунок 1, б), в которой плоскости активного сдвига проходят: вдоль ее ствола – по наружным граням грунтовых «блоков оседания», имеющих до глубины 6 м форму конуса, затем цилиндров (сдвиг «грунт по грунту»); под нижним концом – по эллиптическим шаровым поверхностям скольжения, аппроксимированным в плоской постановке прямыми плоскостями (см. рисунок 1, б).

2. Экспериментально установлено, что решающую роль в процессе разрушения (устойчивости) основания сваи играют нарушения внутреннего равновесия в грунте в форме сдвигов в его элементарных объемах, характер которых полностью соответствует положениям и предпосылкам общей теории равновесия грунтов.

Используя предложенную модель основания сваи, принципы и допущения ее взаимодействия с грунтом, установленные опытным путем, получено частное решение задачи механики грунтов об устойчивости сваи и разработан универсальный метод оценки ее несущей способности с использованием физико-механических характеристик грунтов и коэффициентов надежности.

3. Универсальный метод оценки несущей способности оснований свай распространяется на все их типы, регламентируемые ТКП²⁰ и вошел в СП «Общие положения по проектированию оснований фундаментов зданий и сооружений». Отклонения между результатами, полученными по предлагаемому универсальному методу расчета, и опытными данными находятся в пределах точности метода испытаний.

ЛИТЕРАТУРА

1. Жуков, Н.В. Расчет коротких свай на осевые вдавливающие нагрузки / Н.В. Жуков. – М. : ЦНИИЭП-сельстрой, 1989. – 72 с.
2. Meyerhof, G.G. Bearing Capacity and Settlement of Piles Foundations / G.G. Meyerhof // J. of the Geotechnical Engineering. – 1977. – Vol. 103, iss. 9. – P. 1023–1025. DOI: 10.1061/AJGEB6.0000485.

²⁰ См. сноску 6.

3. Vesic, A.S. Investigations of bearing capacity of piles in sand / A.S. Vesic // Proceedings North American conference on deep foundations. – 1964. – Vol. 1. – P. 197–224.
4. Цитович, Н.А. Механика грунтов (краткий курс) : учеб. для вузов / Н.А. Цитович. – 3-е изд., доп. – М. : Высш. шк., 1979. – С. 130–131.
5. Бартоломей, А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам / А.А. Бартоломей. – М. : Стройиздат, 1982. – 223 с.
6. Coyle, H. New design correlation for piles in sand / H. Coyle, R. Castello // J. of Geotechnical Engineering. – 1981. – Vol. 107, iss. 7. – P. 965–986.
7. Березанцев, В.Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды / В.Г. Березанцев. – М. : Гос. изд-во техн.-теорет. лит., 1952. – 120 с. – (Современные проблемы механики).
8. Григорян, А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах / А.А. Григорян. – М. : Стройиздат, 1984. – 162 с.
9. Кравцов, В.Н. Исследование предельных состояний по несущей способности и деформациям глинистых оснований коротких готовых (забивных) свай малого поперечного сечения при их вдавливании и выдергивании / В.Н. Кравцов // Вестн. Полоцк. гос. ун-та. Сер. Ф, Стр-во. Прикладные науки. – 2021. – № 8. – С. 65–74.
10. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М. : Госстройиздат, 1961. – 508 с.
11. Герсеванов, Н.М. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения / Н.М. Герсеванов, Д.Е. Польшин. – М. : Стройиздат, 1948. – 247 с.
12. Флорин, В.А. Основы механики грунтов : в 2 т. / В.А. Флорин. – Л. ; М. : Госстройиздат, 1959–1961. – Т. 2 : Деформация и устойчивость оснований сооружений. – 1961. – 543 с.
13. Mindlin, R.D. Force at a point in the Interior of a semi-infinite solid / R.D. Mindlin // J. of Physics. – 1936. – Vol. 7, iss. 5. – P. 195–202.
14. Кравцов, В.Н. Расчет металлических винтовых свай на вдавливающие и выдергивающие нагрузки / В.Н. Кравцов, С. Аль-Тамими // Будівельні конструкції : наук.-техн. зб. / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». – Київ : ДП НДІБК, 2013. – С. 167–173.

REFERENCES

1. Zhukov, N.V. (1989). *Raschet korotkikh svai na osevye vdavlivayushchie nagruzki*. Moscow: TsNIIEP-sel'stroi. (In Russ.).
2. Meyerhof, G.G. (1977). Bearing Capacity and Settlement of Piles Foundations. *J. of the Geotechnical Engineering*, 103 (9), 1023–1025. DOI: 10.1061/AJGEB6.0000485.
3. Vesic, A.S. (1964). Investigations of bearing capacity of piles in sand. *Proceedings North American conference on deep foundations, 1*, 197–224.
4. Tsitovich, N.A. (1979). *Mekhanika gruntov (kratkii kurs)*. Moscow: Vyssh. shk. (In Russ.).
5. Bartolomei, A.A. (1982). *Osnovy rascheta lentochnykh svainykh fundamentov po predel'no dopustimym osadkam*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
6. Coyle, H. & Castello, R. (1981). New design correlation for piles in sand. *J. of Geotechnical Engineering*, 107 (7), 965–986.
7. Berezantsev, V.G. (1952). *Osesimmetrichnaya zadacha teorii predel'nogo ravnovesiya sypuchei sredy*. Moscow: Gos. izd-vo tekhn.-teoret. lit. (In Russ.).
8. Grigoryan, A.A. (1984). *Svainye fundamenty zdaniy i sooruzhenii na prosadochnykh gruntakh*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
9. Kravtsov, V.N. (2021). Issledovanie predel'nykh sostoyanii po nesushchei sposobnosti i deformatsiyam glinistykh osnovanii korotkikh gotovykh (zabivnykh) svai malogo poperechnogo secheniya pri ikh vdavlivanii i vydergivanii [Research of limit states by bearing capacity and deformations of short clay bases finished (driven) piles of small cross-section sections at their pressing and pulling]. *Vestn. Polotsk. gos. un-ta. Ser. F, Str-vo. Prikladnye nauki [Vestnik of Polotsk State University. Part F. Constructions. Applied Sciences]*, (8), 65–74. (In Russ., abstr. in Engl.).
10. Tertsagi, K. (1961). *Teoriya mekhaniki gruntov*. Moscow: Gosstroizdat. (In Russ.).
11. Gersevanov, N.M. & Pol'shin, D.E. (1948). *Teoreticheskie osnovy mekhaniki gruntov i ikh prakticheskie primeneniya*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
12. Florin, V.A. (1961). *Osnovy mekhaniki gruntov: v 2 t. T. 2 Deformatsiya i ustoychivost' osnovanii sooruzhenii*. Leningrad; Moscow: Gosstroizdat. (In Russ.).
13. Mindlin, R.D. (1936). Force at a point in the Interior of a semi-infinite solid. *J. of Physics*, 7 (5), 195–202.
14. Kravtsov, V.N. & Al'-Tamimi, S. (2013). Raschet metallicheskich vintovykh svai na vdavlivayushchie i vydergivyayushchie nagruzki. In *Budivel'ni konstruktzii: nauk.-tikhn. zb.* (167–173). Kiiv: DP NDIBK. (In Russ.).

Поступила 29.03.2022

**A UNIVERSAL METHOD FOR ASSESSING THE BEARING CAPACITY OF THE BASE
OF A PRESSED PILE BASED ON THE SOLUTION A PARTICULAR PROBLEM
OF SOIL MECHANICS ABOUT ITS STABILITY AND THE USE OF PHYSICAL
AND MECHANICAL PROPERTIES OF SOILS**

V. KRAVTSOV

The article presents a universal method for assessing the ultimate resistance of base foundations to the pressing of piles of all types (ready-made, stuffed), according to the classification of ТКР 45-5.01-254-2012, according to the physical and mechanical characteristics of soils, taking into account their design parameters, technological aspects of manu-

facture and device. The method is developed on the basis of the proposed analytical solution of a particular problem of the theory of the ultimate equilibrium of soils in relation to the stability and bearing capacity of the base of a single pile loaded with vertical indentation/pulling force in a flat formulation. The calculation of the characteristic (bearing capacity) and design limit resistance of the foundation to the pressing of piles is carried out using partial coefficients that take into account the possibility of deviations of the structural, technological parameters of piles, soil properties from their representative values and the uncertainty of the soil model compared with the actual behavior of the loaded soil. The deviation of the calculation results according to the proposed method from the experimental data on the results of testing piles with a static indentation load is within the error of the test method.

Keywords: *stability, bearing capacity, theory of ultimate equilibrium, soil resistance to pile indentation, physical and mechanical characteristics, partial reliability coefficients.*