

# Основания, фундаменты, подземные сооружения

УДК 624.131

DOI: 10.14529/build190404

## ГЕОТЕХНИКА РАСЧЕТНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ ЗЕРНИСТЫХ СРЕД ОСНОВАНИЯ НАБИВНОЙ СВАИ В ПРОБИТОЙ СКВАЖИНЕ

*Л.М. Борозенец*

*Тольяттинский государственный университет, г. Тольятти, Россия*

Приведены результаты натурального полевого эксперимента исследования несущей способности и осадочной деформации зернистых грунтов основания набивной сваи в грунтовытесненной пробитой скважине. Разработана методология расчетного исследования с показом теории и методов расчетного определения напряжений пяти зон состояний предельных равновесий грунтов в основании по боковой поверхности кругового конуса и ствола рассматриваемой сваи. Дано обоснование выбора зон состояний предельных равновесий грунта, задействованных экспериментально набивной свайей в основании. Представлен расчет предельной несущей способности грунтов основания и осадки набивной сваи в пробитой скважине с построением расчетного графика зависимости осадки сваи от нагрузки. Результаты исследований обобщены в выводах.

*Ключевые слова:* геотехника, методология, теория, познание, метод, напряжение, деформация, осадка, способность, грунт, основание, скважина, свая.

### Введение

Необходимость разработки геотехники расчетного исследования несущей способности и осадочной деформации зернистых грунтов основания набивной сваи в механической грунтовытесненной пробитой скважине объясняется возможностью использования полученных результатов в исследованиях несущей способности оснований взрывофугасных свай. Разрабатывается набивная свая в пробитой скважине диаметром 500 мм длиной 12,0 м в пылеватоглинистых зернистых грунтах. Расчетное исследование осуществляется с использованием инновационной теории геомеханики зернистых сред оснований фундаментов, в том числе «взрывофугасных односвайных фундаментов», с познанием методик и методов расчета [1–4]. Обосновывается выбор зон состояний предельных равновесий грунтов, задействованных в эксперименте. Представлены результаты проработки предельной несущей способности грунтов основания и его осадочной деформации для набивной сваи в пробитой скважине. Выполнено построение теоретического графика зависимости осадки от нагрузки исследуемой набивной сваи.

### 1. Полевое экспериментальное исследование несущей способности и осадочной деформации грунтов основания натурной набивной сваи в пробитой скважине

Разработка методологии расчета изучаемых факторов производится с использованием экспери-

ментальных данных, полученных для набивной сваи в пробитой скважине [5], показанной на рис. 1.

Грунты основания сваи на глубину до 12 м представлены лессовыми II типа по просадочности супеси со следующими физико-механическими характеристиками: плотность скелета сухого грунта  $\rho_d = 1,26...1,39 \text{ т/м}^3$ ; угол внутреннего трения  $\varphi = 21^\circ$ ; удельное сцепление  $c = 7,6 \text{ кПа}$ , модуль общей деформации  $E = 19 \text{ МПа}$ , подстилаемые непросадочными глинами со следующими физико-механическими характеристиками: плотность скелета сухого грунта  $\rho_d = 1,52 \text{ т/м}^3$ ; влажность  $W = 0,12$ ; удельное сцепление  $c = 43 \text{ кПа}$ ; угол внутреннего трения  $\varphi = 16^\circ$ ; модуль общей деформации  $E = 21 \text{ МПа}$ .

График натуральных испытаний сваи показан на рис. 2. Нагрузка на основание сваи: от массы ствола сваи  $N_c = \pi R^2 \gamma_{\text{св}}$ ,  $= 3,14 \cdot 0,25^2 \cdot 12 \cdot 24 = 56,5 \text{ кН}$ ; от оборудования  $N_d = 3,5 \text{ кН}$ ; дополнительная внешняя нагрузка  $N_0 = 1500 \text{ кН}$ . Общая нагрузка

$$N = N_c + N_d + N_0 = 56,5 + 3,5 + 1500 = 1560 \text{ кН}.$$

В состав набивной сваи 3 на рис. 1 включено уплотненное ядро грунта в виде кругового конуса 5 как жесткого грунтового несущего элемента в основании нижнего конца сваи. Геометрическими параметрами для определения размеров кругового

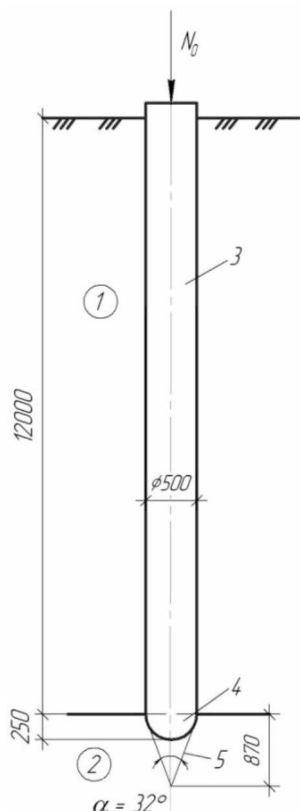


Рис. 1. Схема набивной сваи в пробитой скважине: 1 – лёсс; 2 – глина; 3 – свая; 4 – полусферический нижний конец ствола сваи; 5 – круговой конус уплотненного ядра грунта

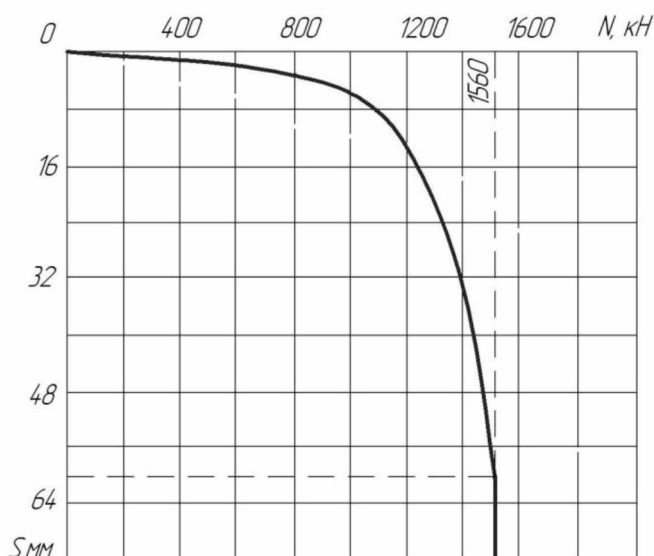


Рис. 2. График зависимости осадки от нагрузки  $S = f(N)$  набивной сваи в пробитой скважине

конуса являются диаметр ствола сваи  $D = 500$  мм и угол при вершине конуса, равный двум углам внутреннего трения грунта  $\alpha = 2\varphi = 32^\circ$ .

## 2. Методология в составе теорий и методов расчетного определения напряжений пяти зон состояний предельных равновесий грунтов в основании по боковой поверхности кругового конуса и ствола набивной сваи в пробитой скважине

Исследования проводятся для выявления влияния вытесняемых сваями грунтов основания на формирование в них пяти зон состояний предельных равновесий по боковой поверхности ствола и кругового конуса в основании его нижнего конца в процессе нагружения статической осевой вертикальной нагрузкой [2]. Схема зон состояний предельных равновесий вокруг ствола сваи и кругового конуса по аналогии представлена на рис. 3.

### 2.1. Расчет зон состояний предельных равновесий по боковой поверхности кругового конуса

Углы и коэффициенты внутреннего трения глины под нижним концом сваи:

$$\varphi_1 = 16^\circ; \quad (1)$$

$$\varphi_2 = 22,5^\circ + \varphi / 2 = 30,5^\circ; \quad (2)$$

$$\varphi_{3,1} = 37,75^\circ; \quad (3)$$

$$\varphi_3 = 45^\circ; \quad (4)$$

$$\varphi_4 = 67,5^\circ - \varphi / 2 = 59,5^\circ; \quad (5)$$

$$\varphi_5 = 74^\circ; \quad (6)$$

$$\operatorname{tg}\varphi_1 = \operatorname{tg}16^\circ = 0,2867; \quad \operatorname{tg}\varphi_2 = \operatorname{tg}30,5^\circ = 0,5890;$$

$$\operatorname{tg}\varphi_3 = \operatorname{tg}45^\circ = 1;$$

$$\operatorname{tg}\varphi_4 = \operatorname{tg}59,5^\circ = 1,6977; \quad \operatorname{tg}\varphi_5 = \operatorname{tg}74^\circ = 3,487.$$

Коэффициент тотальности напряжений:

$$k_{t,i} = \sin\varphi_i + \cos\varphi_i = 1,2369. \quad (7)$$

Максимальные касательные напряжения зон состояний предельных равновесий для глин [2]:

$$\tau_1 = (\sigma_d + c)k_1 \operatorname{tg}\varphi_1 = 20,64 \text{ кПа}; \quad (8)$$

$$\tau_2 = (\sigma_d + c)k_2 \operatorname{tg}\varphi_2 = 42,40 \text{ кПа}; \quad (9)$$

$$\tau_3 = (\sigma_d + c)k_3 \operatorname{tg}\varphi_3 = 71,99 \text{ кПа}; \quad (10)$$

$$\tau_4 = (\sigma_d + c)k_4 \operatorname{tg}\varphi_4 = 122,21 \text{ кПа}; \quad (11)$$

$$\tau_5 = (\sigma_d + c)k_5 \operatorname{tg}\varphi_5 = 251,02 \text{ кПа}. \quad (12)$$

Последовательно суммарные касательные напряжения по зонам:

$$\Sigma\tau_{0-1} = 0 + \tau_1 = 20,64 \text{ кПа}; \quad (13)$$

$$\Sigma\tau_{0-2} = \tau_{0-1} + \tau_2 = 63,04 \text{ кПа}; \quad (14)$$

$$\Sigma\tau_{0-3} = \tau_{0-2} + \tau_3 = 135,03 \text{ кПа}; \quad (15)$$

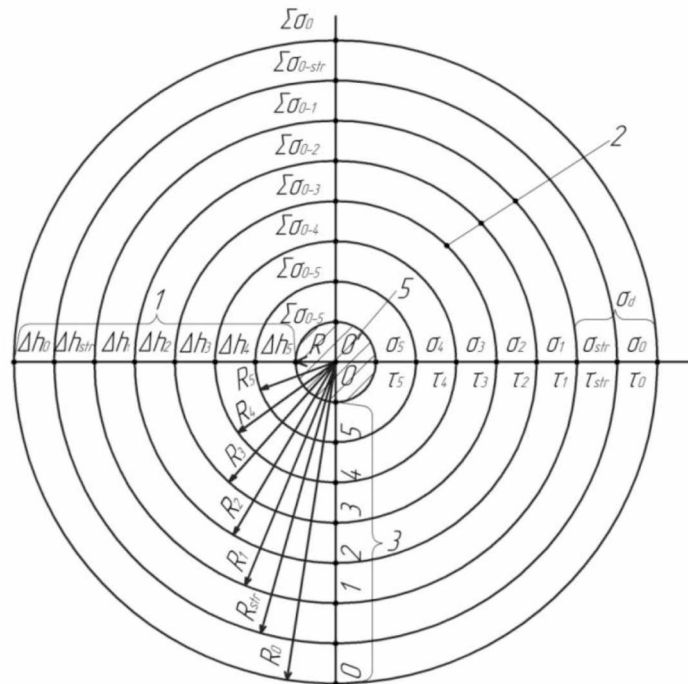


Рис. 3. Схема пяти зон состояний предельных равновесий вокруг ствола сваи: 5 – свая; 1 – область пяти зон предельных равновесий грунта в основании сваи; 2 – задействованные в эксперименте зоны 1, 2, 3; 3 – границы зон

$$\Sigma\tau_{0-4} = \tau_{0-3} + \tau_4 = 257,24 \text{ кПа}; \quad (16)$$

$$\Sigma\tau_{0-5} = \tau_{0-4} + \tau_5 = 508,26 \text{ кПа}. \quad (17)$$

По полученным значениям максимальных касательных напряжений пяти зон состояний предельных равновесий в основании кругового конуса рассчитываются радиусы их границ по схеме на рис. 4.

$$R_5 = \sqrt{2A_c/\pi} = 0,353 \text{ м}, \quad (18)$$

где  $A_c = \pi R_c^2 = 0,196 \text{ м}^2$  – площадь поперечного сечения ствола сваи;

$$R_4 = R_5 \tau_{0-5} / \tau_{0-4} = 0,697 \text{ м}; \quad (19)$$

$$R_3 = R_5 \tau_{0-5} / \tau_{0-3} = 1,329 \text{ м}; \quad (20)$$

$$R_2 = R_5 \tau_{0-5} / \tau_{0-2} = 2,846 \text{ м}; \quad (21)$$

$$R_1 = R_5 \tau_{0-5} / \tau_{0-1} = 8,693 \text{ м}. \quad (22)$$

Мощность сжимаемой толщи каждого слоя грунта между границами зон:

$$\Delta h_5 = R_5 - R_c = 0,103 \text{ м}; \quad (23)$$

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5 = 0,334 \text{ м}; \quad (24)$$

$$\Delta h_3 = R_3 - R_4 = 0,632 \text{ м}; \quad (25)$$

$$\Delta h_2 = R_2 - R_3 = 1,517 \text{ м}; \quad (26)$$

$$\Delta h_1 = R_1 - R_2 = 5,847 \text{ м}. \quad (27)$$

Площадь боковой поверхности кругового конуса

$$A_k = 0,5\pi d_c l_0 = 0,714 \text{ м}^2, \quad (28)$$

где  $l_0 = 0,5d_c / \sin\varphi = 0,910 \text{ м}$  – образующая конуса.

Нагрузки по зонам состояний предельных рав-

новесий грунта кругового конуса (см. таблицу) по значениям несущей способности основания  $P_i = F_{di}$ :

$$P_1 = A_k \Sigma\tau_{0-1} = 14,74 \text{ кН}; \quad (29)$$

$$P_2 = A_k \Sigma\tau_{0-2} = 45,01 \text{ кН}; \quad (30)$$

$$P_3 = A_k \Sigma\tau_{0-3} = 96,41 \text{ кН}; \quad (31)$$

$$P_4 = A_k \Sigma\tau_{0-4} = 183,67 \text{ кН}; \quad (32)$$

$$P_5 = A_k \Sigma\tau_{0-5} = 362,90 \text{ кН}. \quad (33)$$

## 2.2. Расчет зон состояний предельных равновесий по боковой поверхности ствола сваи

Углы и коэффициенты внутреннего трения супеси по боковой поверхности ствола сваи:

$$\varphi_1 = 21^\circ; \quad (34)$$

$$\varphi_2 = 22,5^\circ + \varphi / 2 = 33^\circ; \quad (35)$$

$$\varphi_{3,1} = 39^\circ; \quad (36)$$

$$\varphi_3 = 45^\circ; \quad (37)$$

$$\varphi_4 = 67,5^\circ - \varphi / 2 = 57^\circ; \quad (38)$$

$$\varphi_5 = 90^\circ - \varphi = 69^\circ. \quad (39)$$

$$\text{tg}\varphi_1 = \text{tg}21^\circ = 0,3839; \quad \text{tg}\varphi_2 = \text{tg}33^\circ = 0,6494;$$

$$\text{tg}\varphi_{3,1} = \text{tg}39^\circ = 0,8098; \quad \text{tg}\varphi_3 = \text{tg}45^\circ = 1;$$

$$\text{tg}\varphi_4 = \text{tg}57^\circ = 1,5399; \quad \text{tg}\varphi_5 = \text{tg}69^\circ = 2,605.$$

Коэффициент тотальности напряжений (7)

$$k_{ti} = k_{2i} + k_{1i} = \sin\varphi_i + \cos\varphi_i = 1,2920 \quad (40)$$

при  $\varphi = 21^\circ$  – для лёссового грунта – супеси.

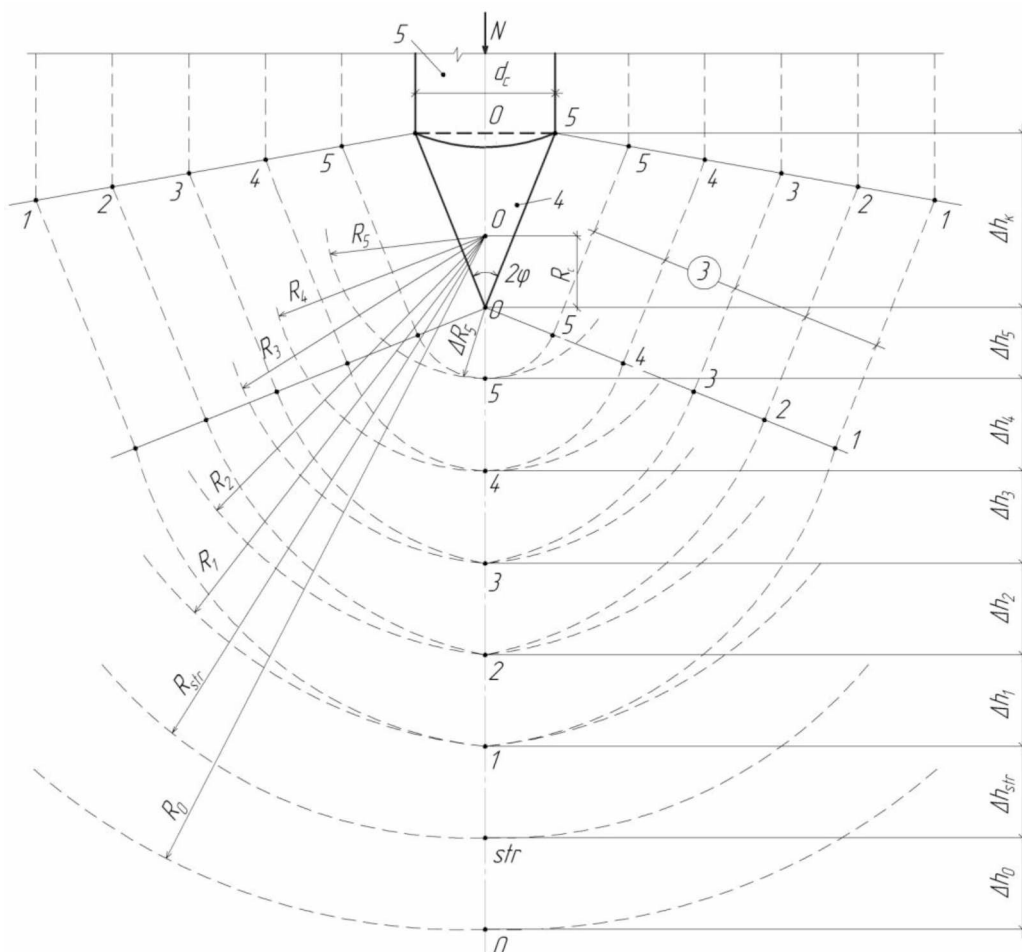


Рис. 4. Схема развития пяти зон состояний предельных равновесий грунта в основании кругового конуса: 5 – свая; 4 – круговой конус; 3 – границы зон

Максимальные касательные напряжения зон состояний предельных равновесий:

$$\tau_1 = (\sigma_d + c)k_1 \operatorname{tg} \varphi_1 = 10,34 \text{ кПа}, \quad (41)$$

$$\tau_2 = (\sigma_d + c)k_2 \operatorname{tg} \varphi_2 = 17,49 \text{ кПа}; \quad (42)$$

$$\tau_3 = (\sigma_d + c)k_3 \operatorname{tg} \varphi_3 = 26,94 \text{ кПа}; \quad (43)$$

$$\tau_4 = (\sigma_d + c)k_4 \operatorname{tg} \varphi_4 = 41,48 \text{ кПа}; \quad (44)$$

$$\tau_5 = (\sigma_d + c)k_5 \operatorname{tg} \varphi_5 = 70,17 \text{ кПа}. \quad (45)$$

Показатель степени  $n$  для супеси II типа по просадочности получается равным единице.

Последовательно касательные суммарные напряжения по зонам:

$$\Sigma \tau_{0-1} = 0 + \tau_1 = 10,34 \text{ кПа}; \quad (46)$$

$$\Sigma \tau_{0-2} = \tau_{0-1} + \tau_2 = 27,83 \text{ кПа}; \quad (47)$$

$$\Sigma \tau_{0-3} = \tau_{0-2} + \tau_3 = 54,77 \text{ кПа}; \quad (48)$$

$$\Sigma \tau_{0-4} = \tau_{0-3} + \tau_4 = 96,25 \text{ кПа}; \quad (49)$$

$$\Sigma \tau_{0-5} = \tau_{0-4} + \tau_5 = 166,42 \text{ кПа}. \quad (50)$$

По полученным значениям максимальных касательных напряжений пяти зон состояний предельных равновесий определяются радиусы их границ:

$$R_5 = \sqrt{2A_c/\pi} = 0,353 \text{ м}; \quad (51)$$

$$R_4 = \tau_{0-5} R_5 / \tau_{0-4} = 0,610 \text{ м}; \quad (52)$$

$$R_3 = \tau_{0-5} R_5 / \tau_{0-3} = 1,073 \text{ м}; \quad (53)$$

$$R_2 = \tau_{0-5} R_5 / \tau_{0-2} = 2,111 \text{ м}; \quad (54)$$

$$R_1 = \tau_{0-5} R_5 / \tau_{0-1} = 5,681 \text{ м}. \quad (55)$$

Мощность сжимаемой толщи каждого слоя грунта между границами зон:

$$\Delta h_5 = R_5 - R_c = 0,103 \text{ м}; \quad (23)$$

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5 = 0,257 \text{ м}; \quad (56)$$

$$\Delta h_3 = R_3 - R_4 = 0,463 \text{ м}; \quad (57)$$

$$\Delta h_2 = R_2 - R_3 = 1,038 \text{ м}; \quad (58)$$

$$\Delta h_1 = R_1 - R_2 = 3,570 \text{ м}; \quad (59)$$

$$\Delta h_0 = R_0 - R_1 = 59,592 \text{ м}. \quad (60)$$

### 3. Теория и метод расчета предельной несущей способности грунтов основания набивной сваи в пробитой скважине

Минимальные главные напряжения сжатия  $\sigma_{3i}$ , направленные ортогонально к боковой поверхности ствола сваи и обжимающие его, а также касательные напряжения  $\tau_{3i}$ , удерживающие сваю от погружения, формируются по зонам, выпираемым

вверх, вдоль ствола сваи под напряжениями поршневого давления кругового конуса:

$$\sigma_{3,1} = (\sigma_d + c)k_{2,1} \text{ кПа}; \quad (61)$$

⋮

$$\sigma_{3,5} = (\sigma_d + c)k_{2,5} \text{ кПа}; \quad (65)$$

$$\tau_{3,1} = (\sigma_d + c)k_{2,1} \text{tg}\varphi_1 = 2,869 \text{ кПа}; \quad (66)$$

$$\tau_{3,2} = (\sigma_d + c)k_{2,2} \text{tg}\varphi_2 = 4,853 \text{ кПа}; \quad (67)$$

$$\tau_{3,3,1} = (\sigma_d + c) \text{tg}\varphi_{2,1} k_{3,1} = 6,163 \text{ кПа}; \quad (68)$$

$$\tau_{2,3} = (\sigma_d + c)k_{3,3} \text{tg}\varphi_3 = 7,473 \text{ кПа}; \quad (69)$$

$$\tau_{3,4} = (\sigma_d + c)k_{2,4} \text{tg}\varphi_4 = 11,507 \text{ кПа}; \quad (70)$$

$$\tau_{3,5} = (\sigma_d + c)k_{2,5} \text{tg}\varphi_5 k_3 = 19,466 \text{ кПа}. \quad (71)$$

Последовательно суммируемые значения касательных напряжений по зонам:

$$\Sigma\tau_{3(0-1)} = 0 + \tau_{3,1} = 2,87 \text{ кПа}; \quad (72)$$

$$\Sigma\tau_{3(0-2)} = \tau_{3(0-1)} + \tau_{3,2} = 7,72 \text{ кПа}; \quad (73)$$

$$\Sigma\tau_{3(0-3)} = \tau_{3(0-2)} + \tau_{3,3} = 15,19 \text{ кПа}; \quad (74)$$

$$\Sigma\tau_{3(0-4)} = \tau_{3(0-3)} + \tau_{3,4} = 26,7 \text{ кПа}; \quad (75)$$

$$\Sigma\tau_{3(0-5)} = \tau_{3(0-4)} + \tau_{3,5} = 46,17 \text{ кПа}. \quad (76)$$

Площадь боковой поверхности ствола сваи

$$A_c = U l_c = 18,84 \text{ м}^2, \quad (77)$$

где  $U = 2\pi R_c = 1,57 \text{ м}$  – периметр ствола сваи;  $h_c = 12,0 \text{ м}$  – глубина погружения сваи.

Длина сбega напряжений по боковой поверхности к оголовку сваи (рис. 5):

$$l_2 = (R_2 - R_3) = \Delta h_2 = 1,038 \text{ м}; \quad (78)$$

$$l_3 = (R_3 - R_4) = \Delta h_3 = 0,463 \text{ м}; \quad (79)$$

$$l_4 = (R_4 - R_5) = \Delta h_4 = 0,257 \text{ м}; \quad (80)$$

$$l_5 = R_5 - R_c = \Delta h_5 = 0,103 \text{ м}. \quad (81)$$

Общая длина сбega напряжений

$$l_0 = \Sigma l_{2...5} = 1,861 \text{ м}. \quad (82)$$

По полученным суммарным значениям касательных напряжений пяти зон состояний предельных равновесий определяются критические нагрузки на набивную сваю в пробитой скважине по значениям несущей способности основания  $P_{0-i} = F_{d(0-i)}$ :

– первое состояние предельного равновесия грунта

$$P_{0-1} = P_{1c} + P_{1k} = 68,81 \text{ кН}, \quad (83)$$

где  $P_{1c} = A_c \Sigma\tau_{3(0-1)} = 54,07 \text{ кН}$  – нагрузка на ствол сваи при  $\Sigma\tau_{3(0-1)} = 2,87 \text{ кПа}$  и  $A_c = 18,84 \text{ м}^2$ ;

$A_k = 0,714 \text{ м}^2$  – площадь боковой поверхности кругового конуса,  $\tau_1 = 20,64 \text{ кПа}$  – расчёт см. (8);

$$P_{1k} = A_k \tau_1 = 14,74 \text{ кН};$$

– второе состояние предельного равновесия грунта

$$P_{1-2} = P_{2c} + P_{2k} + P_{0-1} = 187,62 \text{ кН}, \quad (84)$$

где  $P_{2c} = P_{2ct} + P_{2c2} = 87,54 \text{ кН}$ ;  $P_{2c2} = A_{c2} \tau_{3,2} = 83,47 \text{ кН}$ ;

$u = 2\pi R_c = 1,57 \text{ м}$ ;  $A_{2c2} = A_c - A_{2c1} = 17,21 \text{ м}^2$ ;

$P_{2c1} = 0,5\tau_{3,2}A_{2c1} = 4,07 \text{ кН}$ ;  $\tau_2 = 42,4 \text{ кПа}$  – расчёт см. (9);  $A_{2c1} = ul_2 = 1,630 \text{ м}^2$ ;

$P_{2k} = A_k \sigma_2 = 30,27 \text{ кН}$ ;

– третье состояние предельного равновесия грунта

$$P_{1-3} = P_{3c} + P_{3k} + P_{0-2} = 364,87 \text{ кН}, \quad (85)$$

где  $P_{3c} = P_{3ct} + P_{3c2} = 125,84 \text{ кН}$ ;  $A_{3c2} = A_c - (A_{2c1} + A_{3c1}) = 16,483 \text{ м}^2$ ;

$P_{3c1} = 0,5A_{3c1}\tau_{3,3} = 2,72 \text{ кН}$ ;  $P_{3k} = A_k \tau_3 = 51,40 \text{ кН}$ ;

$A_{3c1} = ul_3 = 0,727 \text{ м}^2$ ;  $\tau_3 = 71,99 \text{ кПа}$  – расчёт см. (10);  $P_{3c2} = A_{3c2}\tau_{3,3} = 123,13 \text{ кН}$ ;

– четвертое состояние предельного равновесия грунта

$$P_{1-4} = P_{4c} + P_{4k} + P_{0-3} = 639,48 \text{ кН}, \quad (86)$$

где  $P_{4c} = P_{4ct} + P_{4c2} = 187,35 \text{ кН}$ ;  $A_{4c2} = A_c - (A_{2c1} + A_{3c1} + A_{4c1}) = 16,080 \text{ м}^2$ ;

$P_{4c1} = 0,5A_{4c1}\tau_{3,4} = 2,32 \text{ кН}$ ;  $P_{4k} = A_k \tau_4 = 87,26 \text{ кН}$ ;

$A_{4c1} = ul_4 = 0,403 \text{ м}^2$ ;  $\tau_4 = 122,21 \text{ кПа}$  – расчёт см. (11);  $P_{4c2} = A_{4c2}\tau_{3,4} = 185,03 \text{ кН}$ ;

– пятое состояние предельного равновесия грунта

$$P_{1-5} = P_{5c} + P_{5k} + P_{0-4} = 1130,27 \text{ кН}, \quad (87)$$

где  $P_{5c} = P_{5ct} + P_{5c2} = 314,49 \text{ кН}$ ;  $A_{5c2} = A_c - \Sigma(A_{2c1} \dots A_{5c1}) = 15,918 \text{ м}^2$ ;

$P_{5c1} = 0,5A_{5c1}\tau_{3,5} = 1,57 \text{ кН}$ ;  $P_{5k} = A_k \tau_5 = 179,30 \text{ кН}$ ;

$A_{5c1} = ul_5 = 0,162 \text{ м}^2$ ;

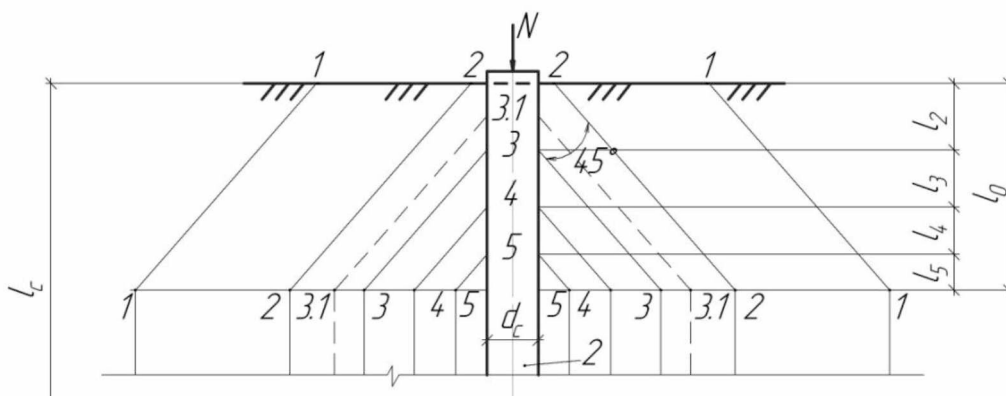


Рис. 5. Схема длин сбega напряжений по боковой поверхности к оголовку сваи 2

# Основания, фундаменты, подземные сооружения

$$\tau_5 = 251,02 \text{ кПа} - \text{расчёт см. (12);}$$

$$P_{5c2} = A_{5c2}\tau_{3,5} = 309,92 \text{ кН.}$$

Общее предварительное напряжение грунта, замеренное мессдозами, в процессе взаимодействия свай с бетоном  $\sigma_g = \tau_g = 40,9 \text{ кПа}$ .

Предельные нагрузки на сваю с учетом напряжений грунта от взаимодействия с бетоном боковой поверхности ствола сваи:

$$P_1 = P_{0-1} + P_B = 839,37 \text{ кН,} \quad (88)$$

где  $P_{0-1} = 68,81 \text{ кН}$ ;  $P_B = A_c \sigma_B = 770,56 \text{ кН}$ ;

$$P_2 = P_{1-2} + P_B = 958,18 \text{ кН,} \quad (89)$$

где  $P_{1-2} = 187,62 \text{ кН}$ ;

$$P_3 = P_{1-3} + P_B = 1135,43 \text{ кН,} \quad (90)$$

где  $P_{1-3} = 364,87 \text{ кН}$ .

$$P_4 = P_{1-4} + P_B = 1410,04 \text{ кН,} \quad (91)$$

где  $P_{1-4} = 639,48 \text{ кН}$ ;

$$P_5 = P_{1-5} + P_B = 1900,83 \text{ кН,} \quad (92)$$

где  $P_{1-5} = 1130,27 \text{ кН}$ .

## 4. Теория и методика определения осадочной деформации грунтов основания набивной сваи в пробитой скважине

Модуль общей деформации грунта определяется по результатам полевого исследования набивной сваи в пробитой скважине (см. рис. 2) [3, 4] при нагрузке в пределе пропорциональности  $P = 600 \text{ кН}$  со стабилизированной осадкой  $S = 3 \text{ мм}$  для диаметра условного массивного фундамента  $d_y = 2,285 \text{ м}$ , коэффициент Пуассона глины  $\gamma = 0,41$ . Модуль общей деформации для глины естественного состояния  $E = 21 \text{ МПа}$ . В основании кругового конуса набивной сваи в пробитой скважине грунт предельно уплотнен и имеет повышенный модуль общей деформации. Модуль общей деформации  $E_1$  и нелинейной общей деформации  $E_1^0$  – для первой зоны;  $E_2$  и  $E_2^0$  – для второй зоны;  $E_{3,1}$  и  $E_{3,1}^0$  – для половины третьей зоны фазы А уплотнения в основании кругового конуса сваи определяются с использованием схем условных массивных фундаментов ABCD:  $S = 3,4 \text{ мм}$  – по графику на рис. 2:

– первой зоны при  $P_1 = 839,4 \text{ кН}$  – см. (88),

$$E_1^0 = (1 - \gamma^2)P_1/d_{y1}S_1 = 93,24 \text{ МПа;} \quad (93)$$

$$d_{y1} = d_c + 2 \cdot 0,25\Delta h_1 = 2,285 \text{ м.} \quad (94)$$

Эталонный коэффициент пропорциональности нелинейного модуля общей деформации:

$$k_1^0 = 1,3930 \quad E_1 = E_1^0/k_1^0 = 66,94 \text{ МПа;} \quad (95)$$

– второй зоны при  $P_2 = 958,78 \text{ кН}$  – см. (89),

$$S_2 = 4,2 \text{ мм} - \text{по графику на рис. 2,}$$

$$d_{y2} = d_c + 2 \cdot 0,25(\Delta h_1 + \Delta h_2) = 2,804 \text{ м.} \quad (96)$$

$$E_2^0 = (1 - \gamma^2)P_2/d_{y2}S_2 = 70,25 \text{ МПа;} \quad (97)$$

$$k_2^0 = 1,205;$$

$$E_2 = E_2^0/k_2^0 = 58,30 \text{ МПа;} \quad (98)$$

– половины третьей зоны при  $P_{3,1} = 1056,36 \text{ кН}$ ,

$S_{3,1} = 7 \text{ мм}$  – по графику на рис. 2,

$$d_{y3} = d_c + 2 \cdot 0,25 \times \text{м.} \quad (99)$$

$$E_3^0 = (1 - \gamma^2)P_{3,1}/d_{y3,1}S_{3,1} = 44,70 \text{ МПа;} \quad (100)$$

$$k_{3,1}^0 = 1,017;$$

$$E_{3,1} = E_3^0/k_{3,1}^0 = 43,95 \text{ МПа.} \quad (101)$$

Модули линейной общей деформации зернистых грунтов от третьей до пятой зон состояний предельных равновесий грунта фазы Б разуплотнения при  $E_{3,5} = 21 \text{ МПа}$  и диаметре  $d_c = 500 \text{ мм}$ :

– третьей зоны при  $P_3 = 96,41 \text{ кН}$  – см. (31)

$$E_3^0 = k_3^0 E = 7,47 \text{ МПа,} \quad (102)$$

где  $k_3^0 = 0,5558$ ;

– четвертой зоны при  $P_4 = 183,67 \text{ кН}$  – см. (32)

$$E_4^0 = k_4^0 E = 7,47 \text{ МПа,} \quad (103)$$

где  $k_4^0 = 0,3556$ ;

– пятой зоны при  $P_5 = 362,9 \text{ кН}$  – см. (33)

$$E_5^0 = k_5^0 E = 6,32 \text{ МПа,} \quad (104)$$

где  $k_5^0 = 0,3010$ .

Конечная сжимаемость в пределах зон состояний предельных равновесий [3, 4]:

$$S_1 = (1 - \gamma^2)P_{y1}/d_1E_1^0 = 0,0034 \text{ м} = 3,4 \text{ мм;} \quad (105)$$

$$S_2 = (1 - \gamma^2)P_2/d_{y2}E_2^0 = 0,0042 \text{ м} = 4,2 \text{ мм;} \quad (106)$$

$$S_{3,1} = (1 - \gamma^2)P_{3,1}/d_{y3,1}E_{3,1}^0 = 0,007 \text{ м} = 7,0 \text{ мм;} \quad (107)$$

$$S_3 = (1 - \gamma^2)P_3/d_cE_3^0 = 0,0144 \text{ м} = 14,4 \text{ мм;} \quad (108)$$

$$S_4 = (1 - \gamma^2)P_4/d_cE_4^0 = 0,0409 \text{ м} = 40,9 \text{ мм;} \quad (109)$$

$$S_5 = (1 - \gamma^2)P_5/d_cE_5^0 = 0,0955 \text{ м} = 95,5 \text{ мм.} \quad (110)$$

Результаты расчетов показаны в таблице.

По данным, приведенным в таблице, на рис. 6 произведено построение экспериментально-расчетного нелинейного 1 и расчетного линейного 2 графиков зависимости осадок сваи  $S_i$  от нагрузок  $P_i$  и  $P_{ki}$ .

Напряжения  $\Sigma\tau_i$ , нагрузки  $P_{ki}$ ,  $P_i$  и осадки  $S_i$

| №СНР                 | 1     | 2      | 3.1     | 3       | 4       | 5       |
|----------------------|-------|--------|---------|---------|---------|---------|
| $\Sigma\tau_i$ , кПа | 20,64 | 63,04  |         | 135,03  | 257,24  | 508,26  |
| $P_{ki}$ , кН        | 14,74 | 45,01  | 70,71   | 96,41   | 183,67  | 362,90  |
| $P_i$ , кН           | 839,4 | 958,18 | 1044,22 | 1135,27 | 1410,04 | 1900,83 |
| $S_i$ , мм           | 3,4   | 4,2    | 7,0     | 14,4    | 40,9    | 95,5    |

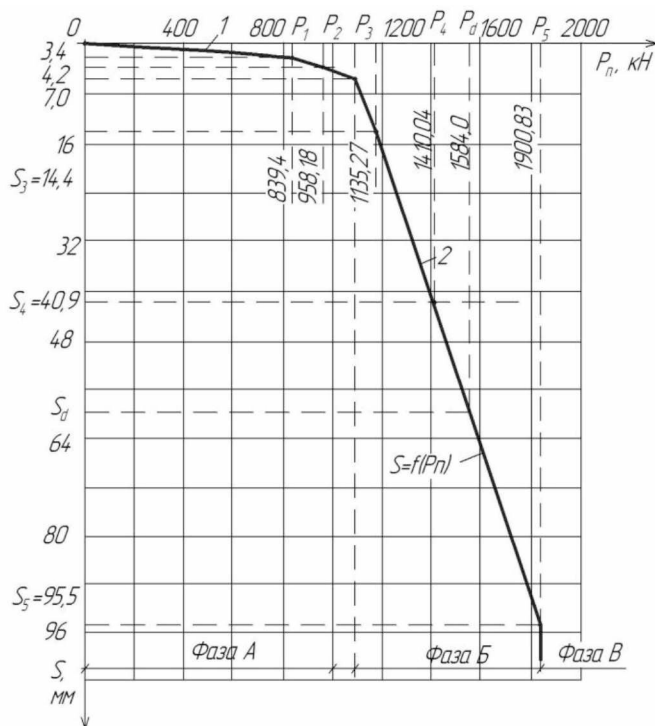


Рис. 6. Расчетные графики зависимости осадки от нагрузки  $S = f(P_n)$ : 1 – нелинейный зон 1–3 состояний предельных равновесий грунта; 2 – линейный третьей, четвертой и пятой зон для набивной сваи в пробитой скважине  $d = 0,5$  м длиной 12 м

**5. Выбор зон состояний предельных равновесий грунта задействованных экспериментально набивной сваей в пробитой скважине**

Предельная расчетная нагрузка на сваю

$$P_d = P_5 / \gamma_z = 1584,0 \text{ кН}, \tag{111}$$

где  $\gamma_z$  – коэффициент запаса несущей способности грунтов основания сваи.

Нагрузке  $P_d$  соответствует осадка  $S_d = 60$  мм, определенная по графику. Расчетные параметры практически совершенно совпадают с экспериментальными, показанными на рис. 2.

Для расчетного определения несущей способности основания набивной сваи в пробитой скважине выбираются уравнения состояний предельных равновесий, в состав которых входят известные предельные сопротивления грунта по боковым поверхностям кругового конуса и ствола сваи при критической нагрузке на сваю, которая, определенная экспериментально составила  $P_{кэ} = 1500$  кН при осадке  $S = 60$  мм в соответствии с графиком на рис. 2, полная критическая нагрузка  $P_{кэ} = 1560$  кН. Напряжения  $\Sigma \tau_i$ , нагрузки  $P_i$  и осадки  $S_i$  по зонам пяти состояний предельных равновесий грунта основания кругового конуса приведены в таблице.

Коэффициент пропорциональности отношения критических экспериментальной  $P_{кэ} = 1560$  кН и расчетной нагрузки  $P_{кр} = 1901$  кН

$$K = P_{кр} / P_{кэ} = 0,8206. \tag{112}$$

Доля суммарного значения касательного напряжения по боковой поверхности ствола сваи

$$\tau_x = \Sigma \tau_{3(0-5)} K = 37,89 \text{ кПа}.$$

По значению доли напряжения  $\tau_x$  определяются задействованные в эксперименте зоны состояний предельных равновесий грунта:

$$\tau_x = \tau_{3,1} + \tau_{3,2} + \tau_{3,3} + \tau_{3,4} + \Delta \tau_{3,5} = 37,89 \text{ кПа}, \tag{113}$$

где  $\Delta \tau_{3,5} = \tau_x - \Sigma \tau_{3(0-4)} = 11,19$  кПа.

С учетом физико-механических характеристик грунтов основания применительно к взрывофугасной свае диаметром 500 мм значение касательного напряжения составляет 62,5 кПа.

Итак, установлено, что по боковой поверхности набивной сваи в пробитой скважине задействованы в эксперименте напряжения в 1–4 и частично пятой зонах состояний предельных равновесий минимальные главные нормальные напряжения сжатия  $\Sigma \sigma_{3i}$  и касательные напряжения сдвига  $\Sigma \tau_{3i}$ .

**Выводы**

Разработка геотехники расчетного исследования основания набивной сваи диаметром 500 мм и длиной 12 м в пробитой грунтовытесненной скважине осуществлена для использования результатов в исследованиях аналогичных взрывофугасных свай.

Получена методология комплекса теорий, методик и методов расчетного определения напря-

жений пяти зон состояний предельных равновесий зернистых грунтов в основании набивной сваи в пробитой скважине.

Произведены расчеты напряжений пяти зон состояний предельных равновесий по боковой поверхности кругового конуса и ствола сваи.

Показано определение предельной несущей способности и осадочной деформации зернистых грунтов основания набивной сваи в пробитой скважине с теоретическим построением расчетного графика зависимости ее осадки от нагрузки.

Предложена методика выбора зон состояний предельных равновесий грунта, задействованных экспериментально набивной свайей в пробитой скважине.

### Литература

1. Борозенец, Л.М. *Геотехника фундаментостроения и грунтоустойчивости: моногр.* / Л.М. Борозенец. – Тольятти: ТГУ, 2015. – 588 с.

2. Борозенец, Л.М. *Теория напряжения нелинейного упругопластическивязкого взаимодействия*

*визу нагружаемой одиночной сваи с грунтами основания* / Л.М. Борозенец // *Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура».* – 2017. – Т. 17, № 3. – С. 27–34.

3. Борозенец, Л.М. *Теория нелинейной упругопластическивязкожесткой деформации предельно-напряженных грунтов в основаниях нагружаемых одиночных свай: механическая модель* / Л.М. Борозенец // *Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура».* – 2018. – Т. 18, № 4. – С. 37–43.

4. Борозенец, Л.М. *Теория нелинейной упругопластическивязкожесткой деформации предельно-напряженных грунтов в основаниях нагружаемых одиночных свай: математическая модель* / Л.М. Борозенец // *Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура».* – 2019. – Т. 19, № 1. – С. 20–26.

5. Сальников, Б.А. *Фундаменты в пробитых скважинах* / Б.А. Сальников, А.Н. Бабаев, О.К. Ючай и др. // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – № 6. – М.: Стройиздат, 1988. – С. 4–7.

**Борозенец Леонид Михайлович**, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Промышленное и гражданское строительство», Тольяттинский государственный университет (Тольятти), [tsp@tltsu.ru](mailto:tsp@tltsu.ru)

Поступила в редакцию 27 июня 2019 г.

DOI: 10.14529/build190404

## GEOTECHNICS OF THE CALCULATION STUDY OF THE BEARING CAPACITY AND DEFORMATION OF GRANULAR SOIL OF THE BASE OF A CAST-IN-PLACE PILE IN A PUNCHED WELL

**L.M. Borozenetz**, [tsp@tltsu.ru](mailto:tsp@tltsu.ru)

*Togliatti State University, Togliatti, Russian Federation*

The results are presented of an on-site field experiment within the research of the bearing capacity and settlement deformation of granular soil of the base of a cast-in-place pile in a soil-displaced punched well. The methodology of a calculation study is developed, and the theory and methods of calculating the tension of five zones of limit state of soil elastic equilibrium in the base along the side surface of the circular cone and shaft of the considered pile are described. The substantiation is given for the choice of the zones of limit state of soil elastic equilibrium involved in the experiment with the cast-in-place pile in the base. The calculation of the ultimate bearing capacity of soil of the base and of the cast-in-place pile settlement in the punched well is presented, and the calculated graph of the pile settlement dependency on the load is built. The results of the research are summarized in the conclusion.

*Keywords: geotechnics, methodology, theory, knowledge, method, tension, deformation, settlement, capacity, soil, base, well, pile.*



## References

1. Borozenets L.M. *Geotekhnika fundamentostroyeniya i gruntoustoychivosti* [Geotechnics of Foundation Engineering and Soil Resistance]. Tol'yatti, TGU Publ., 2015. 588 p.
2. Borozenets L.M. [Theory of Stress of Nonlinear Elastoplastic Viscous Interaction of a Loaded Single Pile with Base Soils]. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*, 2017, vol. 17, no. 3, pp. 27–34. (in Russ.) DOI: 10.14529/build170304
3. Borozenets L.M. [Theory of Nonlinear Elastoplastic Visco-Hard Deformation of Extremely Stressed Soils in the Bases of Loaded Single Piles: Mechanical Model]. *Bulletin of South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*, 2018, vol. 18, no. 4, pp. 37–43. (in Russ.) DOI: 10.14529/build180406
4. Borozenets L.M. [Theory of Nonlinear Elastoplastic Visco-Hard Deformation of Extremely Stressed Soils in the Bases of Loaded Single Piles: Mechanical Model]. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*, 2019, vol. 19, no. 1, pp. 20–26. (in Russ.) DOI: 10.14529/build190103
5. Sal'nikov B.A., Babayev A.N., Yuchay O.K. [Foundations in Punched Wells]. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov* [Foundations, Foundations, Soil Mechanics]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1988, no. 6, pp. 4–7. (in Russ.)

Received 27 June 2019

## ОБРАЗЕЦ ЦИТИРОВАНИЯ

Борозенец, Л.М. Геотехника расчетного исследования несущей способности и деформации грунтов зернистых сред основания набивной сваи в пробитой скважине / Л.М. Борозенец // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2019. – Т. 19, № 4. – С. 35–43. DOI: 10.14529/build190404

## FOR CITATION

Borozenetz L.M. Geotechnics of the Calculation Study of the Bearing Capacity and Deformation of Granular Soil of the Base of a Cast-in-Place Pile in a Punched Well. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*. 2019, vol. 19, no. 4, pp. 35–43. (in Russ.). DOI: 10.14529/build190404