

где  $C$  – скорость распространения электромагнитной волны в вакууме.

По известной скорости рассчитывались глубины залегания ИГЭ:

$$H = \frac{V \cdot t}{2}, \quad (2)$$

где  $H$  – глубина залегания ИГЭ,  $t$  – время пробега волны.

Для определения скорости, как основополагающей величины при пересчете временного разреза (полевые данные) в глубинный, использовались данные бурения, т.е. производилось сопоставление выделенных отражающих поверхностей со слоями, представленными в скважине, и определялись диэлектрические проницаемости слоев.

Совмещенные графики инженерно-геологических условий и створных георадарами приведены на рисунке 3.

Анализ георадарных профилей позволяет выделить несколько интенсивных осей синфазности, соответствующих границам между георадарными комплексами, которые представляют собой раздел сред между уплотненным слоем и грунтами естественного сложения, границами инженерно-геологических элементов и т.д.

Также четко просматривается локальная неоднородность сложения и уплотнения, как по глубине, так и по площади. Характерно проявление особенностей формирования структуры грунтовой толщи и в зависимости от влажности грунтов.

Однако следует отметить, что перевод качественной картины в количественную как по параметрам зоны уплотнения, так и по изменению характеристик грунтов в грунтовой массе еще представляет большие затруднения.

Поэтому использование в строительной практике георадаров на сегодня имеет только вспомогательное приложение, позволяющее в некоторой мере оптимизировать принимаемые проектные решения.

**Заключение.** Опыт практического применения георадарного зондирования показал, что оно позволяет получить непрерывную картину строения грунтовой среды, степень уплотнения, наличие неоднородностей, определить зоны повышенного геологического риска при проектировании и более обоснованно назначить и даже уменьшить количество точек исследования грунтов традиционными методами.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шведовский, П.В. Особенности оценки и прогноза изменчивости строительных свойств грунтов геомассива в пределах строительных площадок / П.В. Шведовский, П.С. Пойта, Д.Н. Клебанюк // Вестник БрГТУ – 2012. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 82–85.
2. Пойта, П.С. Особенности формирования зоны уплотнения грунтов при уплотнении грунтового основания тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, Д.Н. Клебанюк // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров в Республике Беларусь: матер. XVIII Межд. науч.-метод. семинара. – ПГУ: Новополоцк, 2012. – С. 189–196.
3. Клебанюк, Д.Н. Особенности процесса распределения давлений и напряжений при уплотнении неоднородных грунтовых основа-

ний тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, А.Ю. Дроневиц, П.В. Шведовский, П.С. Пойта // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров в Республике Беларусь: матер. XVIII Межд. науч.-метод. семинара. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – С. 239–244.

4. Шведовский, П.В. Влияние конструктивных параметров и особенностей формы подошвы тяжелых трамбовок на формирование свойств грунтов в зоне уплотнения / П.В. Шведовский, П.С. Пойта, Д.Н. Клебанюк // Вестник БрГТУ. – №1: Строительство и архитектура. – 2013. – С. 20–23.
5. Петров, М.С. Опыт уплотнения смеси песчаных и глинистых грунтов на Загорской ГАЭС методом интенсивного ударного уплотнения / М.С. Петров // Минэнерго СССР. – Экспрессинформ. Сер. "Строительство гидроэлектростанций и монтаж оборудования". – 1986. – № 11. – С. 11–15.
6. Григорян, С.С. Об основных представлениях динамики грунтов / С.С. Григорян // ПММ. – Т. 24, вып. 6. – 1960. – С. 27–82.
7. Швеиц, В.Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В.Б. Швеиц // Росстройиздат, 1958 – 162 с.
8. Пойта, П.С. Влияние физико-механических свойств уплотняемого грунта на оптимальный диаметр трамбовки / П.С. Пойта // Строительство. – 2003. – № 1-2. – Минск. – С. 243–247.
9. Пойта, П.С. Оптимизация технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта // Вестник БГТУ. – № 1: Строительство и архитектура. – 2003. – С. 109–110.
10. Ляпов, Г.М. Определение динамической сжимаемости грунтов / Г.М. Ляпов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 3. – С. 27–29.
11. Кандауров, И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И.И. Кандауров. – Л.: Стройиздат, 1988. – 218 с.
12. Гарицелов, М.Ю. Интенсивное ударное уплотнение насыпи из тугопластичных грунтов при строительстве ГАЭС / М.Ю. Гарицелов, А.И. Юдкевич, М.С. Петров // Энергетическое строительство. – 1986. – № 6. – С. 15–19.
13. Кулижников, А.М. Георадары в дорожном строительстве / А.М. Кулижников, М.А. Шабашова // Автомобильные дороги: обзорная информация / Информавтодор. – 2000. – Вып. 2. – 54 с.
14. Макеечева, И.В. Дорожный рентген. Георадиолокационные исследования при дорожном строительстве и диагностике состояния дорог / И.В. Макеечева // Строит. техника и технологии. – 2001. – № 5. – С. 38–39.
15. Сафонов, Е.А. Опыт и перспективы исследования георадаров для исследования состояния основания автомобильных дорог до глубины 30 м / Е.А. Сафонов // Материалы Межд. науч.-практ. конференции. – Архангельск: Изд. АТТУ, 2002 – С. 50–65.
16. Лаврухин, С.В. Применение георадаров для мониторинговых наблюдений за участками автомобильных дорог / С.В. Лаврухин // Наука и техника в строит. отрасли. – 2006. – № 2. – С. 31–37.

Материал поступил в редакцию 05.02.16

#### **KLEBANYUK D.N., POYTA P.S., SHVEDOVSKY P.V., HUDINSKY S.V. To a question of optimization of constructive and technological parameters of process of consolidation and control of character and extent of consolidation of soil georadar technologies**

In article the key constructive and technological parameters providing efficiency of consolidation of the soil bases at minimization of power expenses are analysed. And as practice shows, the most difficult is control of dynamics of change of characteristics of the VAT and structure of the condensed soil on depth of the soil massif.

The applied method of sampling of soil demands huge material and financial expenses, as has caused search of researches in the field of opportunities of georadar technologies.

Experiments have confirmed a possibility of receiving a continuous picture of a structure of the soil massif, extent of layer-by-layer consolidation of soil, existence of not uniformity and that it isn't less important to reduce, from the economic point of view, quantity of points of research of a condition of soil thickness with traditional methods of sounding and sampling. However, researches have also shown that the translation reopadorpamm presents the considerable difficulties connected with the software to parametrical system for today.

Пойта П.С., Шведовский П.В., Клебанюк Д.Н.

## О НЕКОТОРЫХ ОСОБЕННОСТЯХ РАБОТЫ И РАСЧЕТОВ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ ИЗ БЕТОНОВ НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ

**Введение.** В настоящее время наиболее распространены сваи, погружаемые в грунт в готовом виде (в основном забивные). Объем свай, изготавливаемых в грунте, незначителен и не превышает 15,0% общего объема свайных фундаментов.

Неотъемлемым их достоинством является то, что при устройстве буровых свай грунт, в их объеме, полностью извлекается. Скважина бурится насухо или под защитой глинистого раствора, поэтому грунт вокруг пробуренной скважины сохраняет свою природную структуру и физико-механические свойства. Для глинистых грунтов околосвайного массива также не характерно проявление тиксотропных процессов, так как при бурении практически не происходит разрушения водноколлоидных связей между частицами грунта, поэтому и несущая способность сваи во времени не меняется.

Опыт использования напрягающих цементов при изготовлении буронабивных свай [1, 2, 3] показывал свою эффективность в самых различных инженерно-геологических условиях, обеспечивая существенное повышение их несущей способности.

Однако, как показывает практика, проблема проектирования свай из бетона на напрягающем цементе не может быть сведена только лишь к подбору приемлемого состава бетона [3]. Большое значение здесь имеет напряженно-деформированное состояние самой сваи и окружающего грунтового массива в процессе изготовления, твердения и работы под нагрузкой.

Следует отметить, что некоторые аспекты степени влияния окружающего сваю грунта на возникающие давления при твердении бетонной смеси и перемещения бетонного ствола сваи рассмотрены в работах [4, 5, 6]. Однако, при рассмотрении напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «бетон – грунт» в этих исследованиях был принят ряд допущений, в определенной степени влияющих на качественные и количественные результаты исследований. В связи с этим всестороннее изучение этой проблемы, с целью получения достоверных результатов, наиболее полно отражающих реальную работу несущих конструкций в сложных инженерно-геологических условиях, является весьма актуальным.

**Анализ и методика исследований.** Расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности буронабивной сваи определяется величиной горизонтального давления  $P$ , которое зависит от давления  $P_6$ , возникающего при укладке в скважину бетонной смеси с учетом усадки бетона при твердении, либо горизонтальным давлением  $P_2$  на рассматриваемой глубине, т.е.  $P=P_6$  при  $P_6 \geq P_2$  и  $P=P_2$  при  $P_2 > P_6$ .

Величину  $P_2$  рекомендуется определять по формуле [1, 2]

$$P_2 = \frac{\mu}{1-\mu} P_n, \quad (1)$$

где  $\mu$  – коэффициент Пуассона грунта;  $P_n$  – вертикальное давление грунта.

Расчеты несущей способности буронабивных свай по действующим нормативным документам, для различных грунтовых условий, погруженных в грунт на глубину от 3,0 до 10,0 м, показывают, что доля нагрузки, воспринимаемая за счет трения грунта по боковой поверхности сваи, составляет от 33,0% до 77,9% от ее несущей способности. Экспериментальные исследования работы буронабивных свай показывают, что расхождение результатов экспериментальных и теоретических данных может быть от 1,5 до 2,5 раз.

Отсюда следует, что вопрос совершенствования методов расчета несущей способности свай, устраиваемых в грунте, является важным и актуальным. При этом задача определения расчетного сопро-

тивления грунта по боковой поверхности свай имеет приоритетное значение из всего рассмотренного круга проблем [3, 4].

Как показывает практика, основными процессами, влияющими на формирование величины расчетного сопротивления и требующими обязательного учета, являются: давление уложенного бетона на стенки скважины; усадка бетона при его твердении; расширение бетона при приложении вертикальной нагрузки; расширение бетона за счет самонапряжения.

Рассмотрим особенности учета давления бетонной смеси на стенки скважины. Очевидно, что наибольшее горизонтальное давление на стенки скважины возникает при вибрировании бетонной смеси после укладки очередной порции. По Р. Лермиту [4] внутреннее трение в бетонной смеси под действием вибрации исчезает, а давление ее на стенки скважины подчиняется гидростатическому закону».

Тогда горизонтальное давление

$$P'_2 = \gamma_6 \cdot h_6, \quad (2)$$

где  $\gamma_6$  – удельный вес бетона;  $h_6$  – толщина слоя бетона, прорабатываемого вибратором.

Однако, как показывают исследования Лапшина Ф.К. [1], при укладке бетона без вибрирования наибольшее давление бетонной смеси на стенки скважины составит

$$P_2 = 8,57 \cdot d, \quad (3)$$

где  $d$  – диаметр скважины.

С учетом противодействия, численно равного  $P_2$ , действующего как реакция на ствол сваи со стороны грунта, и необходимо рассматривать работу сваи, поскольку для большинства обычно применяемых свай значения  $P_2 < P'_2$ .

Радиальное перемещение стенок скважины под действием давления  $P$  может быть вычислено по формуле:

$$U = \frac{1+\mu}{E} P_2 \cdot \frac{d}{2}. \quad (4)$$

При твердении бетона в скважине могут проявляться и усадочные деформации, которые приведут к снижению реактивного давления в грунте. Эти деформации значительно снижаются при: повышенном содержании в бетоне крупных заполнителей; использовании в качестве заполнителя щебня вместо гравия; уменьшенном расходе цемента; применении цемента невысоких марок; пониженном водоцементном отношении; уплотнении бетона.

Практически все перечисленные факторы имеют место при изготовлении буронабивных свай из жестких бетонных смесей. Выявлено также, что усадка бетона резко снижается за счет замедленного его высыхания во влажной грунтовой среде, окружающей сваю.

Проведенные исследования Ф.К. Лапшина [1] позволили установить, что происходящая усадка бетона, твердеющего в условиях, близких к условиям внутригрунтового массива, способна приводить лишь к незначительному снижению давления грунта на ствол буровой сваи, которое в практических расчетах может не учитываться. В пользу такого вывода свидетельствуют и натурные эксперименты.

Проведенные исследования также позволяют утверждать, что снижение давлений во времени в результате твердения бетона в скважине и связанных с ним усадочных явлений практически не происходит.

Включение сваи в работу на вертикальную статическую нагрузку приводит к возникновению в массиве грунта дополнительных напряжений. Так как радиальные упругие деформации бетонного ствола диаметром  $d$  при загрузке сваи составляют

$$U = \frac{2N}{\pi d E_6} \cdot \mu_6, \quad (5)$$

где  $E_6$  и  $\mu_6$  – соответственно модуль упругости и коэффициент расширения бетона, то величина дополнительного давления на грунт за счет поперечного расширения ствола сваи соответственно составит [5, 6]

$$P_n = \frac{4NE\mu_6}{(1+\mu)\pi d^2 E_6}. \quad (6)$$

Принимая во внимание, что радиальные деформации бетона сваи и радиальные деформации стенок скважины будут равны (рис. 1), давление от расширения бетона на напрягающем цементе ( $P_c$ ) можно определить из рассмотрения задачи Ляме о напряженном состоянии толстостенного цилиндра.

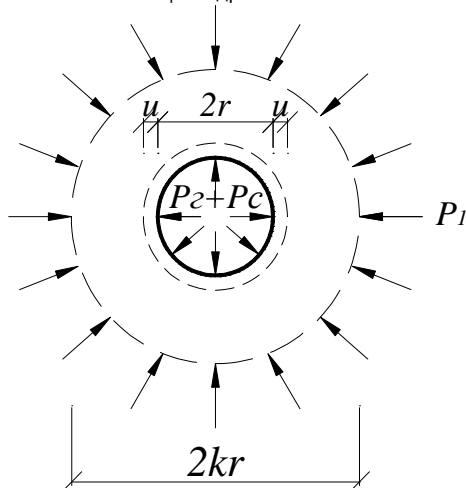


Рис. 1. Расчетная схема к определению деформаций стенок и ствола сваи

Радиальные перемещения грунта в принятых обозначениях будут равны

$$U = \frac{[r^2(P_c - P_e) - (kr)^2 \cdot P_1](1-\mu)}{[(kr)^2 - r^2]E} \cdot \rho + \frac{r^2(kr)^2[(P_c + P_e)](1+\mu)}{[(kr)^2 - r^2]E}, \quad (7)$$

где  $r$  – радиус сваи;  $k$  – коэффициент внешней границы расширения (перемещения грунта);  $E$  – модуль деформации грунта;  $\mu$  – коэффициент поперечного расширения грунта.

Давление на контуре сваи ( $\rho=r$ ) от расширения напрягающего бетона на величину  $U=\epsilon_0 r$  будет равно [7, 8]

$$P_c = \frac{k^2 [2P_1 - P_e(1+\mu) + E\epsilon_0] - P_e(1-\mu) - E\epsilon_0}{(1-\mu) + k^2(1+\mu)}, \quad (8)$$

где  $\epsilon_0$  – относительная деформация свободного расширения бетона;  $P_1$  – горизонтальное давление на ствол сваи от действия собственной массы грунта, окружающего сваю, определяемое по формуле

$$P_1 = \frac{\mu}{1-\mu} P_6, \quad (9)$$

где  $P_6$  – боковое давление грунта на контуре сваи.

С учетом предложений Я.М. Резника [4], величина  $P_6$  на глубине  $Z$  составит

$$P_6 = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \left(1 - \frac{4C_i}{\gamma_i d}\right), \quad (10)$$

где  $\gamma_i$  – удельный вес грунта  $i$ -го слоя грунта в пределах его мощности  $h_i$ ;  $C_i$  – сцепление  $i$ -го слоя грунта;  $n$  – число разнородных слоев грунта в пределах от поверхности до глубины, на которой определяется  $P_6$ .

Для песчаных грунтов, у которых  $C=0$ , получим

$$P_6 = \sum_{i=1}^m \gamma_i h_i. \quad (11)$$

Следует иметь в виду, что в связных грунтах при диаметрах скважин, с которыми приходится иметь дело на практике, в большинстве случаев  $P_6 < 0$ . В этом случае давление  $P_2$  в расчет не принимается.

Тогда, суммируя вышеизложенное, будем иметь

$$P_e + P_u + P_c - P_1 = 0. \quad (12)$$

Подставляя соответствующие выражения, получим

$$8,57d + \frac{4NE\mu_6}{(1+\mu)\pi d^2 E_6} + \frac{k^2 [2P_1 - P_e(1+\mu) + E\epsilon_0] - P_e(1-\mu) - E\epsilon_0}{(1-\mu) + k^2(1+\mu)} = 0. \quad (13)$$

Как показывает практика для бетонов с большой величиной свободного расширения, при отсутствии достаточной величины внешнего ограничения, очень часто характерно разрушение их структуры, что определяет необходимость оценки предельного влияния грунта на ствол буронабивной сваи при отсутствии арматуры.

Величина свободного расширения может достигать 1,5...2,0 % и зависит от соотношения компонентов в цементе, тонкости его помола, минералогического и химического состава клинкера, класса и состава бетона, водоцементного отношения и др. [6]. Принимая во внимание, что диаметры буронабивных свай колеблются от 0,4 до 1,2 м, очевидно, что чем больше диаметр сваи, тем больше приращение диаметра и давления, оказываемого бетоном на напрягающем цементе на грунт [6, 7].

На рисунке 2 приведена расчетная схема определения давления от расширения бетона.

Обозначим через  $\epsilon$  коэффициент линейного расширения бетона в процессе его твердения. Если  $R$  и  $r$  соответственно наружный и внутренний радиусы бетонного кольца, то радиальные перемещения на его поверхностях будут равны:

$$\delta_R = R \cdot \epsilon; \quad \delta_r = r \cdot \epsilon. \quad (14)$$

При свободном расширении бетонного кольца внутренняя его поверхность получила бы перемещение  $\delta_r$ , а наружная –  $\delta_R$ . Однако второе перемещение свободно совершаться не может, так как этому препятствует грунт. Поэтому на наружной поверхности будет иметь место давление  $P_H$ , являющееся внешним для сваи и внутренним для грунта.

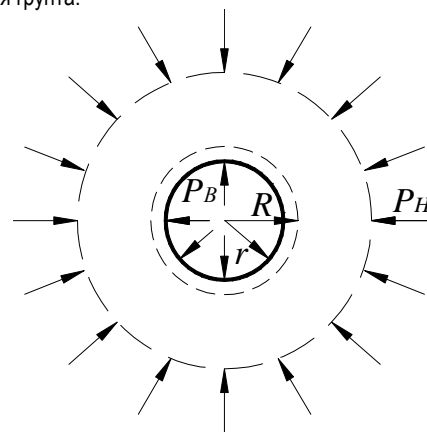


Рис. 2. Расчетная схема определения давления от расширения бетона

Под действием давления  $P_H$  точки внутренней поверхности кольца получают радиальные перемещения, направленные к центру, причем эти перемещения могут оказаться больше, чем  $\delta_r$ .

В этом случае на внутренней поверхности будет иметь место давление  $P_B$ , являющееся внутренним для бетонного кольца [8, 9].

Обозначим через  $E_\delta$ ,  $E_r$ ,  $\mu_\delta$ ,  $\mu_r$  – модули упругости и коэффициенты Пуассона соответственно для бетона и грунта. Тогда радиальные перемещения  $\delta$  по формуле Ламе с радиусами  $r_H$  и  $r_B$  и соответственно давлениями  $P_1$  и  $P_2$  будут равны:

$$\delta = \frac{1-\mu}{E} \cdot \frac{P_1 \cdot r_B^2 - P_2 \cdot r_H^2}{r_B^2 - r_H^2} \cdot \theta + \frac{1-\mu}{E} \cdot \frac{(P_1 - P_2) \cdot r_B^2 \cdot r_H^2}{(r_B^2 - r_H^2) \cdot \theta}, \quad (15)$$

где  $r_i$  – радиус точки, для которой определяется деформация пластической зоны  $\theta$ .

Решение данного уравнения получено Г.М. Сарнисовым и Ю.И. Лихачевым [2, 6], где получены следующие выражения для перемещений:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{\text{вр}} &= \frac{r}{E_\delta \cdot (R^2 - r^2)} [(1-\mu_\delta) \cdot (P_B \cdot r^2 - P_H \cdot R^2) + (1+\mu_\delta) \cdot (P_B - P_H) \cdot R^2]; \\ \delta_{\text{вр}} &= \frac{R}{E_\delta \cdot (R^2 - r^2)} [(1-\mu_\delta) \cdot (P_B \cdot r^2 - P_H \cdot R^2) + (1+\mu_\delta) \cdot (P_B - P_H) \cdot r^2]; \\ \delta_n &= \frac{R \cdot P_H}{E_\delta} \cdot (1+\mu_\delta). \end{aligned} \right\} (16)$$

Отсюда значения  $P_B$  и  $P_H$  будут соответственно равны:

$$\left. \begin{aligned} P_B &= \frac{E_\delta \cdot \varepsilon \cdot (1+\mu_\delta) \cdot (1-\lambda)}{(1-\mu_\delta^2) + \eta \cdot (\mu - \mu_\delta) + \lambda \cdot (1+\mu_\delta) \cdot (\mu_\delta + \eta + \mu)}; \\ P_H &= \frac{E_\delta \cdot \varepsilon \cdot (1+\mu_\delta + \eta)}{(1-\mu_\delta^2) + \eta \cdot (\mu - \mu_\delta) + \lambda \cdot (1+\mu_\delta) \cdot (\mu_\delta + \eta + \mu)}, \end{aligned} \right\} (17)$$

где

$$\eta = \frac{r}{\delta}; \quad \mu = \frac{R^2 + r^2}{R^2 - r^2}; \quad \lambda = \frac{E_\delta \cdot (1+\mu_r)}{E_r \cdot (1+\mu_\delta)}. \quad (18)$$

Из (17) видно, что для случая твердения бетона давление  $P_B > 0$ , т.е. давление на стенки скважины увеличивается. Давление  $P_B$  положительно, если  $\lambda < 1,0$ . Если  $\lambda > 1$ , то  $P_B$  отрицательное. При  $\lambda = 1 \rightarrow P_B = 0$  [13].

**Результаты эксперимента и их обсуждение.** Абсолютные величины давлений  $P_B$  и  $P_H$  имеют наибольшие значения при  $\lambda \rightarrow 0$ , что соответствует  $E_2 \rightarrow \infty$ , т.е. это имеет место для очень жесткой грунтовой системы.

В реальной практике, в абсолютном большинстве случаев, приходится иметь дело с конкретными грунтами, обладающими конкретными значениями модуля деформации грунта, который колеблется от 5,0 до 50,0 МПа. Поэтому большее значение имеет информация о величинах давлений на грунты, наиболее часто встречающихся на строительных площадках нашей республики.

Очевидно, что с уменьшением модуля деформации  $E_r$ , величина  $\lambda$  растет, а давления падают. Когда  $E_\delta = E_r$  (коэффициенты Пуассона для породы и бетона можно принять одинаковыми)  $\lambda = 1$  и давление  $P_B = 0$ . При дальнейшем увеличении  $\lambda$  давление  $P_H$  продолжает падать, а  $P_B$  становится отрицательным. Когда  $\lambda \rightarrow \infty$ ,  $E_2 \rightarrow 0$ , а это означает, что грунт слабый и при твердении бетона сваи никакого ограничения со стороны грунта не возникает.

**Заключение.** Отсюда очевиден вывод о том, что эффективное использование свойств бетонов на напрягающем цементе возможно только при устройстве буронабивных свай в прочных, жестких породах, либо на глубинах, где горизонтальное давление грунта большое.

Именно этим и объясняются рекомендации по использованию бетона на напрягающем цементе только в нижней части буронабивных свай.

Предложенное усовершенствование метода расчета несущей способности буронабивных свай из бетонов на напрягающем цементе позволяет успешно реализовать важнейший резерв повышения их эффективности как в области энергоматериалоемкости, так и удельной стоимости.

Знание величины глубины, ниже которой горизонтальное давление грунта всегда больше суммарного давления, вызванного воздействием бетона на грунт при изготовлении сваи, внешней нагрузкой и самонапряжением, и определяет оптимальную зону применения бетонов на напрягающем цементе.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф.К. Лапшин – Саратов: Изд-во Саратовского уни-та, 1979. – 152 с.
2. Таланов, Г.П. Расчет величины сопротивления грунтов по боковой поверхности буронабивных свай / Г.П.Таланов, П.П.Лычев // Основания и фундаменты. – Вып. 8. – Киев: Будівельник. – 1984. – С. 135–144.
3. Сажин, В.С. Метод определения несущей способности боковой поверхности набивных свай / В.С.Сажин, А.Г.Бейрит // Вопросы проектирования и устройства фундаментов из набивных свай. – Саратов: Изд-во СГУ, 1973. – С. 53–60.
4. Работников, А.И. О сопротивлении грунта по боковой поверхности и под пятой буронабивной сваи / А.И. Работников, Б.М. Ковалев, А.Н. Нахмуров // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. – Л.: ЛИИЖТ, 1974. – С. 39–42.
5. Работников, А.И. О роли сил трения в работе буронабивных свай / А.И.Работников // Основания и фундаменты. – Киев: Будівельник. – 1974. – Вып. 7. – С. 101–104.
6. Липовой, А.У. Исследование влияния напряжений в грунте по боковой поверхности сваи на сопротивление по нижнему торцу / А.У.Липовой // Основания и фундаменты. – Киев: Будівельник, 1982. – Вып. 15 – С. 74–77.
7. Jsmal, N.F., Al-Sanad H.A. Uplift capacity of borad piles in caloa-reous soils // Journ. of Geotech. Enq. – 1986. – V. 112. – № 10. – P. 928–940.
8. Sheikh, S.A., Long-term Behavior of expansive concrete drilled shafts // S.A. Sheikh, M.W. O'neill // Canadian Journal of Civil Engineering. – 1985. – vol. 13. – P. 213–217.
9. SHUNICHI, T. Fixed Condition on Anchor using Gront containing Expansive Cement / T. Shunichi [and etc.] // Proceedings of the Japan Concrete Institute. – 1999. – vol. 21. – P. 145–150.
10. Невейков, А.Н. Напряженно-деформированное состояние ствола буронабивной сваи изготовленной из бетона на напрягающем цементе / А.Н. Невейков, П.С. Пойта, П.В. Шведовский // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVI Международного научно-методич. семинара / Под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. 2. – С. 202–207.
11. Невейков, А.Н. Расчеты напряженно-деформированного состояния ствола буронабивной сваи из напрягающего бетона / А.Н. Невейков, П.С. Пойта, П.В. Шведовский // Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym: Praca zbiorowe / pod redakcja T. Bobki, J. Rajczyka. – Czestochowe: Wydawnictwo Politechniki Czestochowskiej, 2009. – С. 245–250.
12. Пойта, П.С. Эффективные конструкции свай свайных фундаментов в инженерно-геологических условиях Беларуси / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, А.Н. Невейков // Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym: praca zbiorowe / Pod redakcja T. Bobki, J. Rajczyka. – Czestochowe: Wydawnictwo Politechniki Czestochowskiej, 2008. – С. 245–250.

Материал поступил в редакцию 08.02.16

**POUYA P.S., SHVEDOVSKY P.V., KLEBANYUK D.N. About some features of work and calculations of bored piles from concrete on the straining cement**

In article the processes influencing formation of size of settlement resistance of soil on a side surface of bored piles from concrete on the straining cement are analysed.

The factors causing manifestation of shrinkable deformations, and leading to emergence in the soil massif of additional radial tension that has allowed to develop offers on improvement of methods of calculation of the bearing ability of bored piles from concrete on the straining cement and by that to realize the most important reserve of increase of their efficiency as in the field of a power material capacity, and specific cost are revealed.

УДК 624.155.33

**Пойта П.С., Юськович Г.И., Юськович В.И., Ивасюк П.П., Томашов И.Г.**

## **ПОГРУЖЕНИЕ МОДЕЛЕЙ СВАЙ С ПЕРЕМЕННЫМИ РАЗМЕРАМИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ В ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИХ «РУБАШКАХ»**

**Введение.** Одним из направлений снижения энергоемкости погружения свай и, в ряде случаев, увеличения их несущей способности является применение обмазок, в качестве которых могут быть использованы вода, глинистые суспензии, растворы силиката натрия, битумы, смолы – карбамидные, полиакриламидные, эпоксидные.

Сущность погружения свай в «рубашках» заключается в том, что в полость между грунтом и сваей, образующуюся в начальный период забивки, подается обмазочный материал (желательно твердеющая смесь). Обмазка, проникая в грунт, заполняет все возникающие пустоты, трещины, каверны и поры и увлекается вниз, образуя расжиженную, но вскоре уплотняющуюся (затвердевающую) с грунтом оболочку вокруг сваи. Обмазка до отверждения оказывает смазывающее действие, облегчая погружение, а затем увеличивает несущую способность сваяч свай. Свая как бы «клеивается» в грунт. В то же время комплексные исследования процесса погружения забивных свай в «рубашках» выполнены в недостаточном объеме, недостаточно конкретно определена область применения метода. Поэтому данная технология не находит широкого применения в практике строительства.

В этой связи разработка новых конструкций свай и энергосберегающих технологий их погружения является по-прежнему актуальной задачей.

**Обмазки для энергосберегающих «рубашек».** Известно, что от общего сопротивления погружению свай в грунт доля сопротивления трению может достигать 30...50%. Поэтому использование в этих целях в качестве обмазок материалов, обладающих высокими антифрикционными свойствами, способностью к тиксотропным изменениям и низкими сопротивлениями сдвигу, может привести к ускорению погружения свай и снижению затрат энергии на эту работу.

Наблюдения за процессом погружения свай показали, что в процессе забивки образуются и временно сохраняются вокруг свай полости значительных размеров. Глубина их может достигать 2,0 м, ширина у поверхности грунта – 15...20 мм, а в отдельных случаях (в маловлажных песчаных грунтах) до 50 мм.

При наличии полости несущая способность сваи оказывается ниже той, которая могла бы быть при плотном прилегании грунта по всей площади боковой поверхности ее ствола, то есть потенциальная несущая способность сваи выше, чем в действительности. Следовательно, восстановление сплошности структуры грунта в приствольном массиве путем заполнения дефектов тиксотропными и твердеющими материалами обеспечит увеличение несущей способности сваи наряду со снижением энергоемкости процесса ее установки в проектное положение.

В качестве обмазок могут применяться карбамидные, фурфуроланилиновые, полиакриламидные и эпоксидные смолы, а также

тиксотропные материалы.

Полимерная рубашка может быть выполнена из карбамидных смол. Существует ряд модификаций карбамидных смол, однако наибольшее практическое применение получили смолы, образующиеся при обычной температуре из мочевины и формальдегида или фурфурола (смолы МФ-17, МФС-1, М-60, М-70 и др.).

Карбамидные смолы являются полярными, что обуславливает их высокие адгезионные свойства. Они способны затвердевать при обычных температурах и превращаться в твердые неплавкие и нерастворимые гидрофобные полимерные продукты. В отвержденном состоянии мочевиноформальдегидные смолы обладают достаточно высокой прочностью на сжатие от 6 до 27МПа. При внесении в грунт эти смолы способны связывать влагу до 100% от массы грунта и придавать ему одновременно высокую механическую прочность и устойчивость.

Для ускорения отверждения (поликонденсации) смолы применяют отвердители. Отвердителями смол являются органические кислоты (щавелевая) и неорганические (соляная, фосфорная и др.), некоторые соли (хлористый аммоний) и щелочные катализаторы (аммиак, пиридин). Время затвердевания смолы уменьшается с увеличением количества добавляемого отвердителя, а также с уменьшением влажности грунта, с увеличением начальной вязкости смолы, кислотности среды, температуры смолы и воздуха. Карбамидную смолу для обмазок предпочтительнее применять без этиленгликоля, повышающего её стоимость и замедляющего поликонденсацию. Время отверждения гелеобразующей смеси (раствора смолы и отвердителя) с грунтом составляет не менее 3...4 часов. Карбамидные (мочевиноформальдегидные) смолы являются самыми дешевыми смолами и обладают необходимыми для закрепления грунтов свойствами, поэтому из всех синтетических смол они получили наиболее широкое распространение.

Закрепленный карбамидными смолами грунт обладает высокой прочностью, водонепроницаемостью, морозостойкостью, эластичностью, устойчивостью против действия микроорганизмов.

Антисептическое действие смолам для деревянных свай можно придать добавлением пентахлорфеналата натрия или сулемы в количестве от 0,25...0,5 до 1% от массы смолы.

Эффективность забивки свай обычным способом и в полимерной «рубашке» из карбамидных смол сильно отличаются. Скорость погружения свай в «рубашке» почти в 2 раза выше, а несущая способность на 10...15% больше [2]. Кроме того, сохраняются оголовки свай, уменьшается износ дизель-молотов, экономится топливо, уменьшается шум и т.д. Эти же показатели подтверждаются и опытом работы многих строительных организаций. Установлено, что несущая способность забивных свай в полимерной «рубашке» длиной 6 м примерно такая же, как у обычных свай длиной 8 м. Общая экономия на работах

**Юськович Георгий Иванович, к.т.н., доцент кафедры технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.**

**Юськович Виталий Иванович, к.т.н., зав кафедрой технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.**

**Ивасюк Петр Петрович, старший преподаватель кафедры технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.**

**Томашов Игорь Геннадьевич, старший преподаватель кафедры теоретической механики и сопротивления материалов Брестского государственного технического университета**

Беларусь, БрГУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.