

Рис. 7. Сравнительные графики изменения предельного сопротивления сваи ( $F_u$ )

2. Неучет этих изменений завышенную проектную глубину забивки свай, что приводит их к массовой недобивке до 1/3–1/5 их длины.
3. Имеющиеся исследования не позволяют в полной мере произвести оценку и прогноз изменения показателей плотности и других деформационно-прочностных характеристик грунтов от динамических воздействий, обусловленных забивкой свай.

#### SHVEDOVSKIY P.V., POYTA P.S., DRONEVICH A.Yu. Influence of processes of immersing of piles on structure and properties грунтов окосвайного of space

In work the analysis of experimental data on influence of condensation грунтов, caused забивкой of a pile, on their bearing ability is given. The major factors of change деформационно-прочностных of the characteristics грунтов are revealed and the technique of forecasting of a degree of their display is given.

624.1+624.15:725.4

· ·

· ·

· ·

· ·

**Введение.** Как показывает строительная практика, сегодня, когда большинство жилищных массивов и отдельных зданий и сооружений проектируется и возводится на территориях и стройплощадках со сложными и зачастую неблагоприятными инженерно-геологическими условиями, применение свайных фундаментов становится безальтернативным как по экономичности, так и по индустриальности. При этом наиболее экономичными являются буронабивные сваи, для которых, по сравнению с забивными, характерны соответственно в 1,26, 1,35 и 3 раза меньшие стоимость, трудозатраты и расход металла [1, 2].

Некоторый перерасход бетона (до 1,3–1,5 раза) несколько уменьшает экономическую эффективность, но это характерно только при использовании обычных тяжёлых бетонов. Использование же

напрягающих бетонов, как показывают исследования [3, 4, 5], позволяет и по этому показателю обеспечить эффективность применения буронабивных свай.

Ранее проведенные нами модельные испытания и компьютерное моделирование работы буронабивных свай из напрягающих бетонов [5] позволили выявить следующее:

- за счёт более плотного контакта бетона с грунтом значительно увеличиваются силы трения грунта по боковой поверхности свай;
- уплотнение грунта под пятой сваи обуславливает увеличение на 15–30% лобового сопротивления;
- изменение длины участка сваи, на котором используется напрягающий бетон, позволяет регулировать величину несущей способности сваи.

**Клебанюк Дмитрий Николаевич**, магистрант кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.

**Шалобыта Татьяна Петровна**, кандидат технических наук, доцент кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.

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

4. Результаты проведенных исследований позволяют в значительной мере (до 15–20%) снизить себестоимость работ по нулевому циклу.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

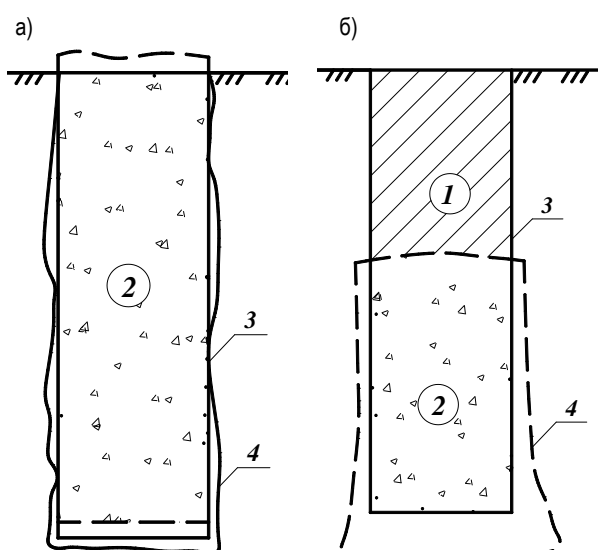
1. Пойта, П.С. Оценка методов несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведовский // Вестник БрГТУ. – 2009. – №1(55): Строительство и архитектура. – С. 30–32.
2. Пойта, П.С. Современные подходы определения несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, А.Н. Невейков, А.Ю. Дроневиц // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь / Сб. трудов XVI Международного научно-методического семинара 28–30 мая 2009. – Ч. II. – Брест: БрГТУ, 2009. – С. 156–160.
3. Бабичев, З.В. Совершенствование методов проектирования свайных фундаментов в промышленном и гражданском строительстве / З.В. Бабичев, Г.С. Колесник, И.Б. Рыжков // Обзорн.инф. – М.: ЦБНТИ, 1976. – 94 с.
4. Борликов, Г.М. Исследование зоны уплотнения в лессовом грунте вокруг забивной сваи / Г.М. Борликов, В.М. Илишкин // Исследования по механике грунтов, основаниям и фундаментам. – Элиста, 1974. – С. 14–19.
5. Meyerhof G.G. Scale effects of ultimate pile capacity. JGED, ASCE, GT6, 1988, – 206 pp.
6. Ekstrom J.A. A field study of model pile behaviour in non-cohesive soils. Ph. D/ - Chalmers University of Technology, 1989, – 311 pp.
7. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Изд-во Саратовского университета, 1979. – 152 с.
8. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01-99. – Минск: Минстрой-архитектуры РБ, 1999. – 36 с.
9. Проектирование забивных свай: П-4 2000 к СНБ 5.01.01-99. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2001. – 68 с.

02.01.10

**Методика исследования.** В буровых и буронабивных сваях, выполненных из напрягающих бетонов, за счёт развития объёмных деформаций создаётся давление на грунт как минимум на порядок выше, чем из обычного тяжёлого бетона. Вследствие обжатия сверху вышерасположенным грунтом, а с боков – напрягающим бетоном, формируется бетонный (железобетонный) стержень (свая), жёстко заделанный в грунт, при этом заделка будет тем прочнее, чем плотнее грунт.

При этом несущая способность свай, как видно из рисунка 1, во многом будет определяться зоной расположения напрягающего бетона. При максимальном расширении бетона (рис. 1б), что возможно только при ограничении расширения вверх, характерно максимальное уплотнение грунтов и соответственно значительное повышение несущей способности.

Отсюда увеличения несущей способности свайных фундаментов, с позиции энерго- и ресурсосбережения, можно достичь как оптимизацией диаметра сваи, подбором соответствующего состава бетона, так длиной и месторасположением зоны укладки напрягающего бетона.



1 – тяжелый (обычный) бетон; 2 – напрягающий бетон; 3 – начальные контуры сваи (скважины); 4 – расширенные контуры сваи (скважины)

**Рис. 1.** Схема формирования контуров сваи (скважины) при использовании напрягающих бетонов: а – на всю длину; б – в ограниченной зоне

С этой целью нами были составлены массивы данных по динамике изменения плотности грунтов ( $\rho$ ), величин деформаций ( $U$ ) и напряжений ( $\sigma$ ) в околосвайной зоне для свай, устраиваемых из тяжелых и напрягающих бетонов, при свободной укладке бетона и формировании ствола сваи под давлением, а также при пневматическом и инъекционном расширении диаметра скважин, обеспечивающего увеличение прочности грунта как её стенок, так и забоя.

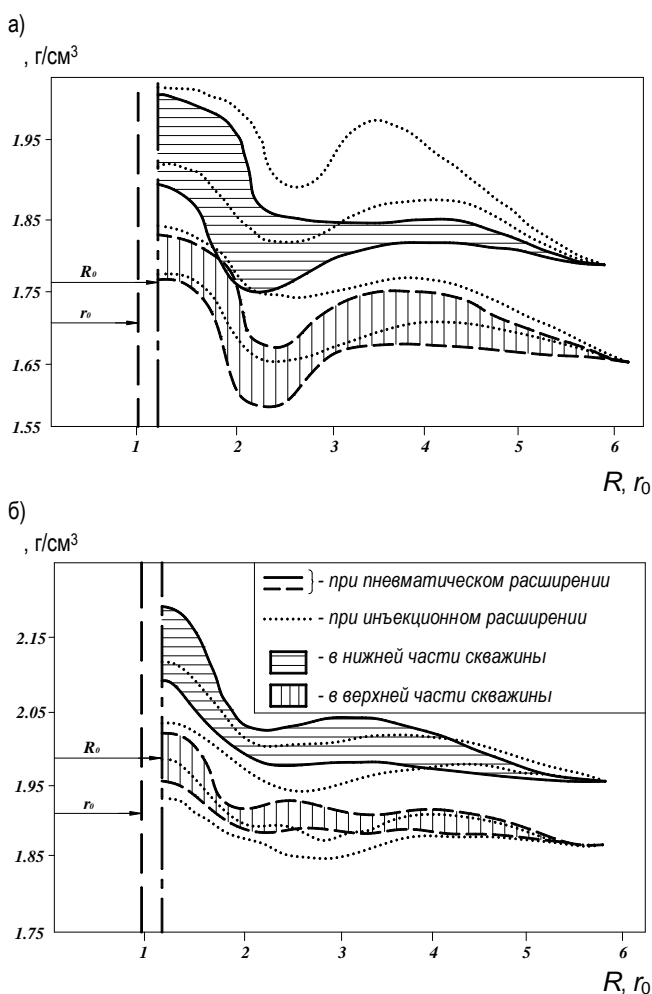
В массив данных также были включены и экспериментальные данные и по буропрессваям, которые являются разновидностью буроинъекционных свай, но, в отличие от последних они устраиваются не из инъекционных растворов, а пластической бетонной смеси.

Возможность создания такого массива обусловлена схожестью процессов расширения стенок скважины с помощью всех вышеуказанных технологий. К тому же для этих процессов имеется целый ряд теоретических решений, позволяющих получить однозначную зависимость между перемещениями и формированием контура скважины и давлением.

Основу этих решений составляет принцип фазности процесса расширения стенок скважины от начального (технологического) до конечного (рабочего):

- первая фаза, когда давление на контуре скважины не превышает критического давления ( $\sigma_{кр}$ ), и грунт в околосвайном массиве работает в допредельном состоянии;
- вторая – когда давление превышает  $\sigma_{кр}$ , но меньше предельного значения давления ( $\sigma_{пл}$ ), и в массиве возникает область пластических деформаций, увеличивающаяся при росте внешнего давления ( $\sigma$ );
- третья – когда давление достигает  $\sigma_{пл}$ , исчерпывается сопротивление околосвайного грунтового массива и наступает состояние неустойчивого равновесия [6].

На рисунке 2 представлены графики изменения плотности грунта вокруг скважины в песчаных и глинистых грунтах при пневматическом и инъекционном расширении стенок скважины от  $r_0$  до  $R_0^i$ , по данным исследований [7, 8] и др.



**Рис. 2.** Графики изменения плотности грунта ( $\rho$ ) вокруг скважины: а) песчаных; б) глинистых грунтов

Их анализ позволяет отметить неравномерность величины уплотнения грунта как по глубине, так и в радиальном направлении. При этом наиболее характерны следующие особенности:

- уплотнение грунта ( $\rho$ ) более сильнее при инъекционном расширении – от  $1,77 \text{ г/см}^3$  до  $1,98 \text{ г/см}^3$  у стенок скважины и до  $1,85 \text{ г/см}^3$  на расстоянии  $3r_0$  от стенки скважины;
- при пневматическом расширении увеличение  $\rho$  на 10–15% меньше у стенок скважины и практически не увеличивается уже на расстоянии более  $1,52r_0$ .

Однако всё это характерно для нижней части сваи. Для верхней части свай уплотнение грунта менее значительное, как при инъекционном, так пневматическом расширении – от  $1,65 \text{ г/см}^3$  до  $1,78 \text{ г/см}^3$ .

Следует также отметить и факт образования зон некоторого разуплотнения грунта в верхней части свай, особенно при пневматическом расширении.

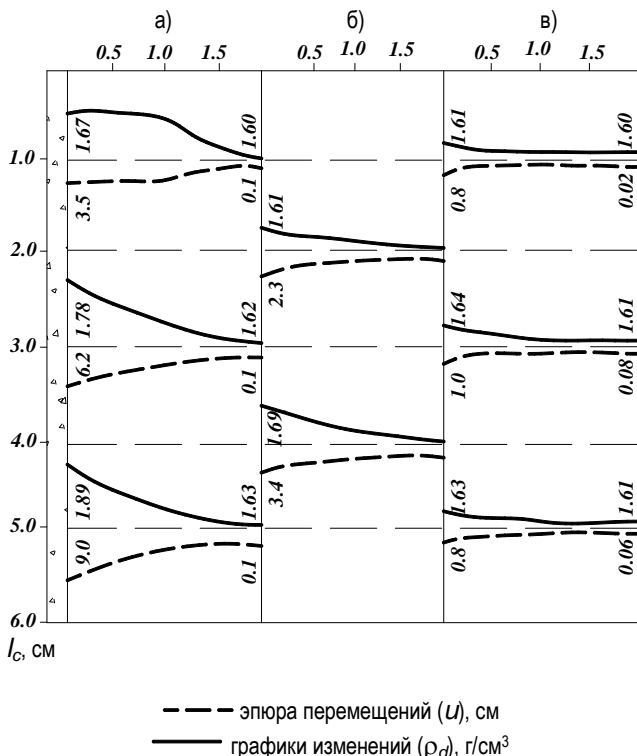
Что касается глинистых грунтов, то для них характерна несколько иная картина изменения плотности грунтов при расширении скважин. Плотность грунтов может увеличиваться с 1,95 г/см<sup>3</sup> до 2,1 г/см<sup>3</sup> в верхней и с 2,0 г/см<sup>3</sup> до 2,2 г/см<sup>3</sup> в нижней части скважины. Разуплотнение грунта наблюдается только в верхней части скважины при инъекционном расширении. Различие в формировании зон разуплотнения как по абсолютным величинам, так и технологическим особенностям расширения, указывает на специфику процессов, которая может быть связана с множеством факторов, основными из которых являются инженерно-геологические условия (вид грунта, влажность, характер грунтовых вод, естественная плотность и плотность сложения) и способ устройства скважины.

Схожая картина изменения структуры, деформационно-прочностных характеристик грунтов и, соответственно, несущей способности свай в целом характерна и при расширении скважины за счёт использования напрягающих бетонов.

На рисунке 3, по результатам исследований [4, 7, 9, 10, 11, 12, 13], а также проведённых нами лабораторных испытаний и компьютерного моделирования работы свай из напрягающих бетонов [2, 3, 5], представлены графики изменения плотности сухого грунта (для исключения влияния влажности) и эпюры деформаций грунта вокруг свай (*U*).

При этом рассмотрены основные случаи устройства свай по наиболее распространённым технологиям:

- расширение скважины до 18%, что возможно при её опрессовке;
- расширение скважины до 8%, что достигается при бетонировании в обсадной трубе и с увлажнением;
- расширение скважины до 2% при обычной технологии бетонирования.



**Рис. 3.** Графики изменения  $\rho_d$  и  $U$  грунта в околопильном массиве при различных величинах обжатия: а –  $\frac{R}{r}=1,18$ ;

б –  $\frac{R}{r}=1,08$ ; в –  $\frac{R}{r}=1,02$

Следует отметить, что степень уплотнения грунта, за счёт его обжатия напрягающим бетоном, при  $\frac{R}{r}=0,18$  изменяется примерно

в тех же пределах, что и при пневматическом расширении: для верхней части скважины  $\rho_d$  – увеличивается до 1,67 г/см<sup>3</sup>, а нижней – до 1,89 г/см<sup>3</sup>, при влажности  $w=8-15\%$ . Что касается деформаций, то они могут достигать соответственно в верхней части у стенки скважины – 3,9 см, а в нижней – до 9 см. Уплотнение и упрочнение грунта имеет место в зоне  $(2,5-3)d$ , где  $d$  – диаметр свай. Что касается появления зон разуплотнения грунта, то оно не проявилось ни при компьютерном моделировании, ни при лабораторных экспериментах. Однако отсутствие процессов разуплотнения грунтов в околопильном грунтовом массиве отрицать нельзя.

При степени обжатия скважины до 6% характер и степень уплотнения грунта примерно такой же как и при обжатии до 18% (рис. 3б). Для случая обжатия менее 2% изменения плотности сухого грунта и перемещения относительно небольшие (рис. 3в).

Для оптимизации зоны использования напрягающих бетонов, с учётом всех выявленных особенностей процессов уплотнения и упрочнения грунтов при его обжатии напрягающим бетоном, были построены, по данным компьютерного моделирования работы свай, сравнительные графики связи напряжений ( $\sigma$ ) и деформаций ( $U$ ) грунтов в околопильной зоне при давлении обжатия грунта  $\sigma=0$ ; 100 кПа; 295 кПа; 350 кПа (рис. 4).

Сравнение осуществлялось попарно с варьированием по составу бетона (тяжёлый → напрягающий) (рис. 4а), давление обжатия (100 кПа → 650 кПа) (рис. 4б) и длины зоны укладки напрягающих бетонов (5м → 3м) (рис. 4в).

Анализ графиков связи позволяет отметить, что как местоположение зоны из напрягающих бетонов, так и величина соотношения длин свай и зоны из напрягающих бетонов ( $\frac{l}{l_0}$ ) и давление обжатия ( $\sigma$ )

будут определяющими параметрами при оптимизации зоны использования напрягающих бетонов с позиции энерго- и ресурсосбережения.

Для песчаных грунтов, с достаточной степенью точности, может быть использована следующая расчётная зависимость для определения оптимальной длины зоны свай из напрягающих бетонов:

$$l = \frac{\sigma \cdot \rho_0 \cdot R \cdot l}{2 \cdot r^2 \cdot l} \quad (1)$$

где  $\sigma$  – давление обжатия грунта, МПа;  
 $\rho_0$  – плотность обжатого грунта (т/м<sup>3</sup>) и

$$\rho_0 = \rho \frac{24 \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2}{24 \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 - (r + u)^2} \quad (2)$$

$\rho$  – начальная (в естественном состоянии) плотность грунта, т/м<sup>3</sup>;

$u$  – увеличение радиуса скважины, м;

$d$  – диаметр скважины, м;

$l$  – длина свай, м;

$l$  – длина активной зоны действия напрягающего бетона (м) и

$$l = \left(\frac{D_p - d}{2}\right) \cdot \text{ctg} \frac{\varphi}{2} - \frac{D_p}{2} \cdot (1 - \sin \varphi) \quad (3)$$

$D_p$  – диаметр зоны перемещений грунта (м) и

$$D_p = \frac{M \cdot d}{2} \quad (4)$$

$M$  – расчётный коэффициент зоны перемещений в области предельного равновесия грунта (таблица 1) [2].

$\varphi^0$  – угол внутреннего трения, град.

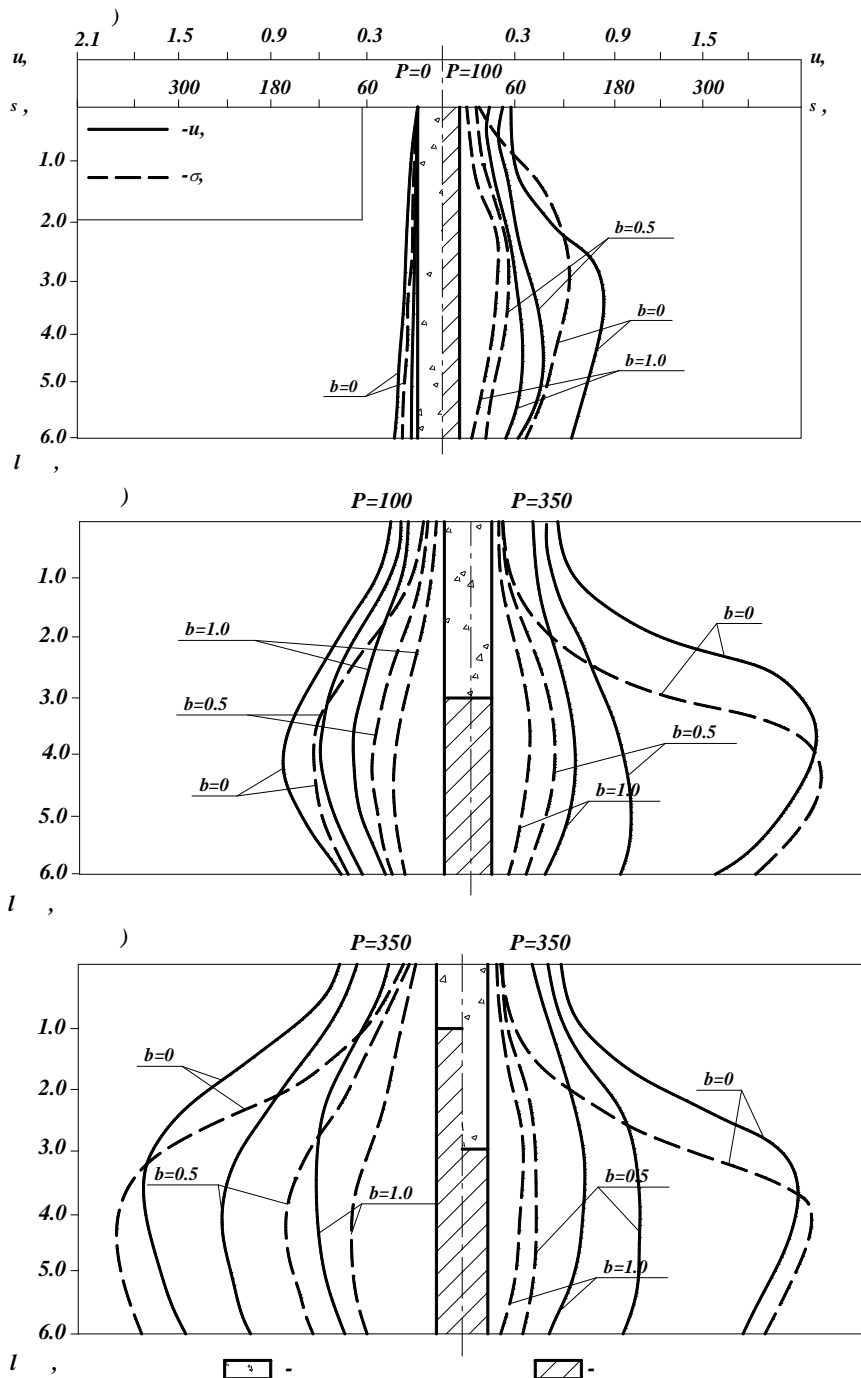


Рис. 4. Эпюры напряжений (  $\sigma$  ) и деформаций (  $u$  ) грунта в околосвайной зоне для свай из тяжелых и напрягающих бетонов

Таблица 1. Значение расчётного коэффициента  $M$

$\varphi^0$	24	28	30	32	34	38	40
$D$	4,45	4,63	5,01	5,23	5,46	5,93	6,22

Результаты экспериментов и их обсуждение. По предлагаемой расчётной зависимости были выполнены расчёты для песков мелких, средней прочности со следующими физико-механическими характеристиками:  $w=16\%$ ;  $e=0,65$ ;  $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ ;  $c=2,5 \text{ кПа}$ ;  $\varphi = 32^\circ$ ;  $\sigma_s = 18 \text{ МПа}$ ;  $q_s = 4,6 \text{ МПа}$ ;  $f_s = 36,7 \text{ кПа}$ . Параметры скважины и сваи:  $d=0,5 \text{ м}$ ;  $l = 6,0 \text{ м}$ . По расчётным зависимостям (1), (2), (3) и (4) соответственно для  $\sigma_0 = 0,35 \text{ МПа}$  имеем:

- при  $\frac{R}{r} = 1,18$ ;  $\rho_0 = 1,78 \text{ г/см}^3$ ;  $D = 1,31 \text{ м}$ ;  $l = 3,3 \text{ м}$ ;  $l = 2,3 \text{ м}$ ;

- при  $\frac{R}{r} = 1,08$ ;  $\rho_0 = 1,72 \text{ г/см}^3$ ;  $D = 1,31 \text{ м}$ ;  $l = 2,4 \text{ м}$ ;  $l = 2,8 \text{ м}$ ;
- при  $\frac{R}{r} = 1,02$ ;  $\rho_0 = 1,67 \text{ г/см}^3$ ;  $D = 1,31 \text{ м}$ ;  $l = 1,5 \text{ м}$ ;  $l = 4,0 \text{ м}$ .

Анализ эпюр напряжений (  $\sigma$  ) и деформаций (  $u$  ) грунта в околосвайной зоне, полученных по данным компьютерного моделирования (рис. 4в) при  $\frac{R}{r} = 1,02$ , позволяет отметить, что максимальные их значения будут находиться в диапазоне длин зоны расположения напрягающих бетонов от 3 до 5 м.

**Заключение**

1. Выявленная совокупность факторов в целом определяет динамику изменения несущей способности свай из напрягающих бетонов.

2. Так как предложенная расчётная зависимость, для определения оптимальной зоны использования напрягающих бетонов для устройства свайных фундаментов, базируется на относительно немногочисленных компьютерных и лабораторных экспериментах, что бесспорно требуется проведение новых исследований для её уточнения.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пойта, П.С. Исследование особенностей уплотнения грунтового массива при устройстве свай, изготавливаемых в грунте // Вестник БрГТУ – Строительство и архитектура / П.С. Пойта, А.Н. Невейков, П.В. Шведовский, Т.П. Шалобыта – № 1. – 2009. – С. 24–27.
2. Невейков, А.Н. Эффективность применения напрягающих бетонов для изготовления буронабивных свай / А.Н. Невейков, П.С. Пойта // Вестник БрГТУ – № 1: Строительство и архитектура 2009 – С. 27–30.
3. Невейков, А.Н. Эффективность применения напрягающих бетонов для изготовления свай в построечных условиях / А.Н. Невейков, П.С. Пойта // Проблемы и перспективы развития транспортных систем и строительного комплекса: материалы II Международной научно-практической конференции – Гомель: БелГУТ, 2008. – С. 251–252.
4. Мамонов, В.М. Несущая способность буронабивных свай, изготовленных из бетонов различного состава / В.М. Мамонов, А.М. Дзагов, П.В. Ермошкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 1. – С. 11–14.
5. Пойта, П.С. Напряженно-деформированное состояние грунтового массива вокруг ствола буровой сваи / П.С. Пойта, Т.П. Шалобыта, П.В. Шведовский. // Вестник БрГТУ. — № 1: Строительство и архитектура. – 2008. – С. 26–28.
6. Григорян, А.А. Экспериментальные исследования распределения напряжений в буронабивных сваях значительных размеров / А.А. Григорян, И.И. Хабибулин // Основания, фундаменты и механика грунтов – М. – 1989. – № 3. – С. 18–21.
7. Никитенко, М.И. Анкеры и сваи при строительстве и реконструкции зданий и сооружений. – Минск: БНТУ, 2007. – 580 с.
8. Дзагов, А.М. Разработка способа расчёта сопротивления оснований буронабивных свай с учётом процесса твердения бетона // ЛИСИ, 1990, – 192 с.
9. Лапшин, Ф.К. Расчёт свай по предельным состояниям // Из-во Саратов. унив., 1979. – 152 с.
10. Шадунц, К.Ш. О взаимодействии боковой поверхности свай с окружающим их грунтом основания // Проблемы геомеханики. – К.: Будивельник, 1989. – С. 1–10.
11. Драновский, А.Н. Предельное давление на стенки цилиндрической скважины // Основания, фундаменты и механика грунтов. – № 4. – М., 2009. – С. 22–24.
12. Ермашов, В.П. Буропрессваи: несущая способность и целесообразность применения в Беларуси // Строительная наука и техника / В.П. Ермашов, Т.Н. Василевский, В.И. Новик – Мн. – № 2. – 2005 – С. 56–63.
13. John Timusk, Shamim Sheikh. Expansive Cement Jacks // ACI Journal, Proceedings V. 74-8, Feb. 1977. – P. 80–85.

23.02.10

#### POYTA P.S., SHVEDOVSKIY P.V., KLEBANIUK T.P., SHALOBYTA T.P. Optimization of a zone of use of straining concrete in свайных the bases

The major factors of formation of a contour of a trunk of a pile from straining concrete, and also feature of change of structure and character of condensation of a ground aboutpile of a file are considered.

The settlement dependence for definition of optimum length of a zone of a pile arranged from straining concrete is offered.

The researches have confirmed conformity of settlement parameters and parameters received with the help of computer modeling.

539.3

. .

**Введение.** Расчётные схемы конструкций, лежащих на упругом основании, широко используются для расчёта фундаментов, жестких покрытий дорог и аэродромов, полов зданий. Расчёт конструкций на упругом основании представляет достаточно сложную задачу. Возникает проблема по выбору методов расчёта, выбору модели основания. При применении напрягающего бетона для изготовления плит

возникают дополнительные сложности при расчёте. Задача сводится к расчёту сжато-изогнутой конструкции на упругом основании с учётом влияния продольных усилий, возникающих в срединной плоскости под действием внешней нагрузки.

К началу 1930-х годов теория расчёта балок на винклеровском основании достигла практического совершенства. Л.А. Галин и

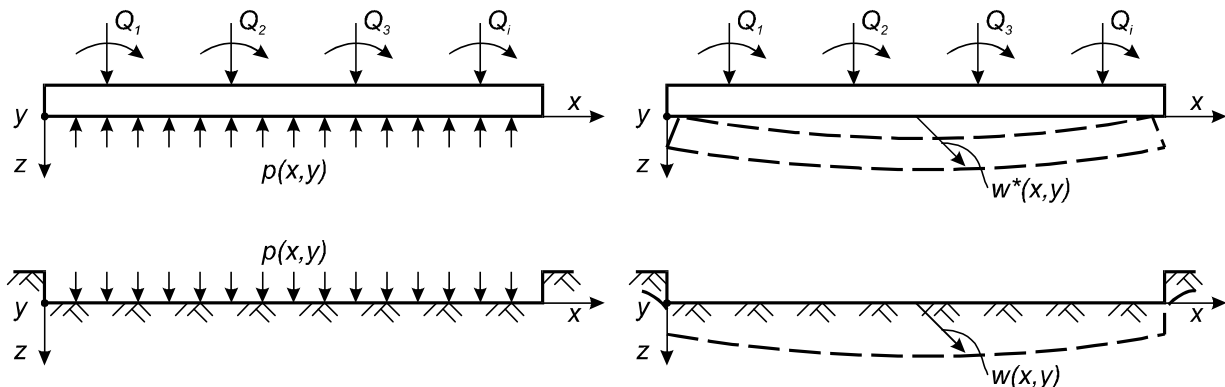


Рис. 1. Статическая схема взаимодействующей системы «фундамент–грунтовое основание»

**Тарасевич Алексей Николаевич**, кандидат технических наук, доцент кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.  
Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.