

УДК 624.154

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3\(34\)-26-44](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44)

EDN OKNJPA

ИЗМЕНЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВА ГРУНТА В РЕЗУЛЬТАТЕ УСТРОЙСТВА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И БАРЕТТ

О.А. ШУЛЯТЬЕВ✉, д-р техн. наук

А.М. ДЗАГОВ, канд. техн. наук

Д.К. МИНАКОВ, канд. техн. наук

Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсегова АО «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В статье рассматривается вопрос влияния производства работ по устройству буронабивных свай и баретт на напряженно-деформированное состояние (НДС) окружающего массива грунта для четырех различных видов грунтовых условий.

Цель: разработка методики расчета давления бетона на стенки скважины после заполнения скважины бетонной смесью и изменение данного давления в процессе релаксации напряжений в грунте.

Материалы и методы. Выполняется анализ экспериментальных исследований, как выполненных авторами статьи, так и представленных в открытой печати. На основании обратных расчетов по экспериментальным данным выводится зависимость максимального давления бетона от скорости бетонирования. По результатам мониторинга после окончания строительства определяется формула для описания релаксации напряжений после окончания бетонирования.

Результаты. На основании выполненных исследований предложена билинейная формула, разработана методика и выполнен расчет давления бетона на стенки скважины после заполнения скважины бетонной смесью и изменения данного давления в процессе релаксации напряжений в грунте. Исследовано влияние способа устройства свай и грунтовых условий на изменения НДС массива грунта. Приведена формула для конечных значений горизонтальных давлений на контакте сваи с грунтом после набора бетоном марочной прочности и релаксации напряжений в грунте. Представлены рекомендации по расчету численным методом изменения НДС массива грунта в процессе бетонирования и последующего твердения бетона свай и баретт.

Выводы. В результате выполненных исследований влияния производства работ по устройству буронабивных свай на НДС окружающего массива грунта установлено, что данное НДС зависит как от грунтовых условий площадки, так и от принятой технологии выполнения свайных работ. В связи с тем что грунт является пластичным материалом, на конечное значение горизонтальных напряжений влияет история нагружения, зависящая от технологии, и грунтовые условия площадки, что целесообразно учитывать, применяя соответствующие модели грунта.

Ключевые слова: буронабивная свая, баретта, бетонирование, давление бетона, напряженно-деформированное состояние массива грунта

Для цитирования: Шулятьев О.А., Дзагов А.М., Минаков Д.К. Изменение напряженно-деформированного состояния массива грунта в результате устройства буронабивных свай и баретт. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;34(3):26–44. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3\(34\)-26-44](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44)

Вклад авторов

Шулятьев О.А. – анализ результатов расчетов и полевых исследований, написание статьи.

Дзагов А.М. – анализ результатов полевых исследований, предложения по расчету давления бетона на контакте буронабивной сваи с грунтом, участие в написании статьи.

Минаков Д.К. – обзор состояния вопроса, обработка материалов исследований, выполнение численных расчетов.

Финансирование

В статье приводятся результаты выполненных научно-исследовательских работ по заданию ФАУ «ФЦС» Минстроя РФ.

1. НИР «Разработка рекомендаций по расчету влияния устройства стены в грунте траншейного типа на изменение напряженно-деформированного состояния окружающего массива грунта и его учету при проектировании вновь возводимых зданий и сооружений в песчаных грунтах», 2020 год.

2. НИР «Разработка методики определения технологических осадок при устройстве буроинъекционных свай и оценка технологических осадок в процессе устройства «стены в грунте» траншейного типа и грунтовых инъекционных анкеров», 2015 год.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 15.08.2022

Поступила после рецензирования 31.08.2022

Принята к публикации 06.09.2022

CHANGES IN STRESS-STRAINED STATE OF MASS RESULTING FROM THE INSTALLATION OF BORED CAST-IN-SITU PILES AND BARRETTES

O.A. SHULYATYEV✉, Dr. Sci. (Engineering)

A.M. DZAGOV, Cand. Sci. (Engineering)

D.K. MINAKOV, Cand. Sci. (Engineering)

*Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov,
JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation*

Abstract

Introduction. The paper considers the effect produced by the installation of bored cast-in-situ piles and barrettes on the stress-strain state of the surrounding soil mass for four different types of soil conditions.

Aim. To develop a procedure for determining concrete-induced stress acting on walls that enclose a borehole filled with concrete, as well as stress changes during the relaxation of stresses in the soil.

Materials and methods. An analysis of experimental studies is performed, both those conducted by the present authors and those available in open sources. By means of back calculations relying on experimental data, the dependence is determined between the maximum concrete-induced stress and the rate of concreting. The results of post-construction monitoring are used to derive a formula for describing stress relaxation following the completion of concreting works.

Results. In this study, the authors proposed a bilinear formula, developed a procedure, and calculated the concrete-induced stress acting on the walls that enclose a borehole filled with concrete, as well as stress

changes during the relaxation of stresses in the soil. The effect of the adopted pile installation technique and soil conditions on changes in the stress-strain state of soil mass was studied. A formula was provided for determining the final values of horizontal stresses at the pile-soil interface at the full grade strength of concrete following stress relaxation in the soil, as well as recommendations for numerically calculating changes in the stress-strain state of soil mass during concreting and subsequent concrete hardening in piles and barrettes.

Conclusions. The conducted studies into the effect of bored cast in-situ pile installation on the stress-strain state of surrounding soil mass revealed that this stress-strain state depends on the soil conditions of the site, as well as the adopted pile installation technique. Due to the fact that soil is a plastic material, the final value of horizontal stresses is affected by the technique-dependent load dynamics and the soil conditions of the site, which should be taken into account by applying appropriate soil models.

Keywords: bored cast-in-situ pile, barrette, concreting, concrete-induced stress, stress-strain state, soil mass

For citation: Shulyatyev O.A., Dzagov A.M., Minakov D.K. Changes in the stress-strained state of mass resulting from the installation of bored cast-in-situ piles and barrettes. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;34(3):26–44. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3\(34\)-26-44](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44)

Author contribution statements

Shulyatyev O.A. – analysis of calculation results and field studies, writing of the paper.

Dzagov A.M. – analysis of the field study results, proposals for calculating the concrete-induced stress acting on the walls enclosing the borehole of a bored cast-in-situ pile, preparation of the article.

Minakov D.K. – review of the issue, research data processing, numerical calculations.

Funding

The paper presents the results of R&D work performed by order of the Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction of the Ministry of Construction of the Russian Federation:

1. R&D project *Development of Guidelines for Determining the Effect of Slurry Trench Wall Construction on Changes in the Stress-Strain State of the Surrounding Soil Mass and Factoring it in the Design of New-Build Buildings and Civil Engineering Works on Sandy Soils* (2020).

2. R&D project *Development of a Procedure for Determining Process Settlements Associated with the Installation of Augercast Piles and Evaluation of Process Settlements Resulting from the Construction of Slurry Trench Walls and the Installation of Soil Injection Anchors* (2015).

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 15.08.2022

Revised 31.08.2022

Accepted 06.09.2022

Введение

Проведенные в последнее время исследования в процессе испытания буронабивных свай при строительстве уникальных и высотных зданий показали [1], что экспериментальные (фактические) значения сопротивления глинистого грунта сдвигу (τ) по боковой поверхности свай существенно превышают приведенные в СП 24.13330.2011 величины f_c . Анализ результатов испытаний свай показал [2], что больше всего они соответствуют зависимости, полученной Кулоном (1):

$$\tau = \sigma'_r \tan \varphi + c, \quad (1)$$

где c и φ – прочностные характеристики грунта, определенные для расчета по первому предельному состоянию;

$$\sigma'_r = K_0 \sigma'_z, \quad (2)$$

где $K_0 = (1 - \sin \varphi)$ для нормально уплотненных грунтов. В случае переуплотненного грунта K_0 может быть определен по формуле:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \text{OCR}^{\sin \varphi},$$

где OCR – коэффициент переуплотнения грунта;

σ'_z и σ'_r – соответственно вертикальные и радиальные эффективные давления.

В соответствии с этой зависимостью кроме прочностных характеристик большое значение имеет радиальное давление σ'_r .

Горизонтальное давление формируется на стадии изготовления сваи и в дальнейшем изменяется в процессе ее нагружения.

В данной статье рассматривается изменение горизонтального давления в массиве грунта, окружающего сваю в процессе ее изготовления.

Экспериментальные исследования изменения НДС массива грунта при устройстве свай

В результате экспериментальных исследований, выполненных В.М. Мамоновым, П.М. Ермошкиным и А.М. Дзаговым на площадке строительства Загорской ГАЭС [3, 4], были получены данные по фактическим значениям радиальных давлений σ'_r на контакте буронабивной сваи с грунтом. Значения σ'_r определялись при помощи датчиков давлений (мессдоз), размещенных на стенках трех скважин [3], пробуренных для устройства свай диаметром 1 м и глубиной 16–18 м. Датчики давлений в скважинах устанавливались сотрудниками НИИОСП им. Н.М. Герсеева вручную следующим образом: на выровненную площадку (10 × 30 см) стенки скважины прикладывался чувствительной стороной датчик, и на расстоянии ≈ 7 см от его краев забивались по две пары гвоздей с прикрепленными к каждой паре проволочками. Натягиваясь при забивке гвоздей, проволочки плотно прижимали датчик к грунту.

Ввиду уникальности указанных исследований остановимся на них более подробно.

Грунтовые условия опытной площадки на Загорской ГАЭС с поверхности до глубины 5 м представлены покровными суглинками, ниже – моренными суглинками. Характеристики грунтов площадки представлены в табл. 1.

Непосредственно сразу после укладки бетонной смеси в скважину было получено [3] распределение давления σ'_r , близкое к гидростатическому, подсчитанному для смеси с удельным весом 23,3 кН/м³ (рис. 1). Некоторое снижение давления σ'_r на нижних участках свай объясняется началом схватывания и зависанием бетона на стенках скважины в результате действия сил трения. Таким образом, согласно экспериментальным данным, при бетонировании скважин глубиной 16–18 м методом свободного сброса давления литой бетонной смеси постепенно увеличиваются с глубиной, распределение по высоте близко к гидростатическому. В дальнейшем в процессе схватывания бетонной смеси и твердения

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунта

Table 1

Physicomechanical soil characteristics

Показатель	Суглинки	
	покровные	моренные
Естественная влажность, доли единицы	0,13	0,117
Влажность на границе раскатывания, доли единицы	0,117	0,113
Влажность на границе текучести, доли единицы	0,21	0,2
Степень влажности, доли единицы	0,91	0,92
Объемная масса, г/см³	2,2	2,25
Объемная масса скелета, г/см³	1,95	2,01
Плотность минеральной части, г/см³	2,7	2,7
Коэффициент пористости, доли единицы	0,384	0,343
Показатель консистенции, доли единицы	0,14	0,05
Угол внутреннего трения, °	20	24
Сцепление, МПа	0,02	0,025

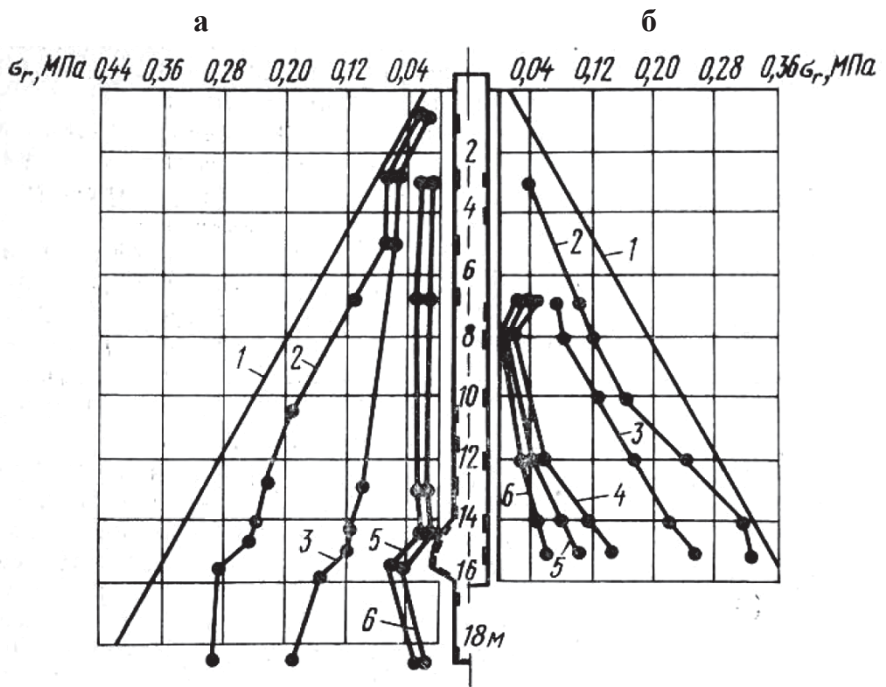


Рис. 1. Эпюры радиальных давлений σ_r по длине свай № 8 (а) и № 3 (б) после бетонирования: 1 – гидростатическое давление; 2 – после заполнения скважины бетоном; 3 – через 2,5 ч; 4 – через 12 ч; 5 – через 7 суток; 6 – через 28 суток

Fig. 1. Diagrams of radial stresses σ_r along the length of piles No. 8 (a) and No. 3 (b) following concreting works: 1 – hydrostatic stress; 2 – after the borehole is filled with concrete; 3 – at 2.5 hours; 4 – at 12 hours; 5 – at 7 days; 6 – at 28 days

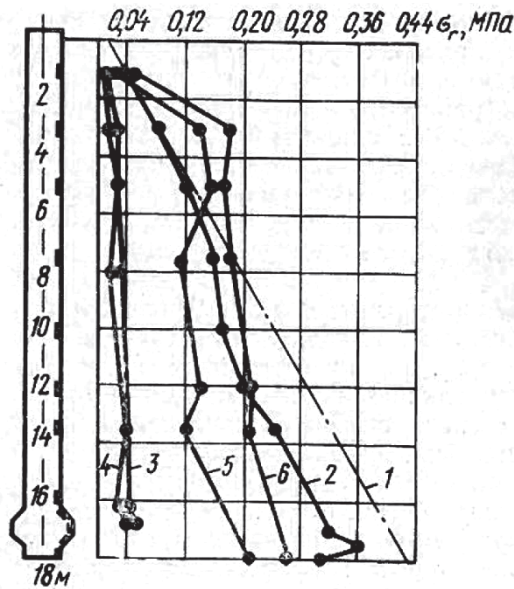


Рис. 2. Эпюры радиальных давлений σ_r по длине сваи № 7 после бетонирования и при нагружении сваи: 1 – гидростатическое давление бетона; 2 – после заполнения скважины бетоном; 3 – через 7 суток; 4 – через 28 суток; 5 – при нагрузке 6500 кН; 6 – при нагрузке 7500 кН

Fig. 2. Diagrams of radial stresses σ_r along the length of pile No. 7 following concreting works and when loading the pile: 1 – hydrostatic stress; 2 – after the borehole is filled with concrete; 3 – at 7 days; 4 – at 28 days; 5 – at a load of 6,500 kN; 6 – at a load of 7,500 kN

бетона, наблюдается снижение давлений σ_r , и через четыре месяца они составляют 6–16 % от первоначального значения.

На этой же площадке в 1980–1982 гг. были проведены исследования влияния состава бетонной смеси и способа ее укладки в тело сваи [4]. На опытной площадке установкой СО-1200 были изготовлены девять буронабивных свай длиной 10 м и диаметром 1 м с использованием бетонных смесей разного состава (табл. 2).

Пять свай из девяти были оборудованы датчиками, позволяющими определить распределение линейных деформаций по длине и диаметру свай, а также давление на контакте свая – грунт по боковой поверхности свай и под ее нижним концом.

Бетонную смесь укладывали в скважины методом свободного сброса через приемную воронку с направляющим патрубком. Для уплотнения малоподвижной бетонной смеси по всей длине сваи применяли погружной глубинный вибратор В 1-697.

Измерения показали, что давление литой бетонной смеси на стенки скважины приближалось к гидростатическому (P_r), у малоподвижной – σ_r будет в пределах 0,55–0,8 P_r . Виброуплотнение приводило к резкому возрастанию до значений (1,08–1,37) P_r . После окончания бетонирования в течение 18 ч отношение σ_r/P_r изменялось до 0,3 и 0,4 соответственно для литой и малоподвижной бетонных смесей. В дальнейшем давление медленно уменьшалось и через 28 суток составило в свае 1 с литой бетонной смесью 15 кПа, в сваях 3, 5 и 9 с малоподвижной бетонной смесью – 25, 45 и 75 кПа соответственно. Таким образом, получено, что применением малоподвижных бетонных смесей, уплотняемых в скважинах

вибрированием, может быть достигнуто относительное (по сравнению с литой бетонной смесью) увеличение давлений σ_r . Разница в радиальных напряжениях в сваях 3, 5 и 9 связана с разной степенью вибрирования (с увеличением циклов вибрирования значения σ_r возрастали). Давления σ_r в опытных тензометрических сваях возрастали с увеличением нагрузки на сваю и на некоторых участках ствола (рис. 3) даже превосходили значения гидростатического давления бетонной смеси, которое действовало при бетонировании сваи.

Таблица 2

Состав бетона испытанных буронабивных свай

Table 2

Composition of concrete in the test bored cast in-situ piles

№ опытной сваи	Класс бетона	Составляющие бетонной смеси, кг/м³				Осадка конуса, см	Добавка к бетону
		цемент	песок	гравий	вода		
1*, 2	B15	400	840	840	250	20	СДБ – 0,2 % Ц
3*, 4	B12,5	200	999	999	178	0	Суперпластификатор С-3 – 1 % Ц
5*, 6	B20	430	860	860	200	3	СДБ – 0,2 % Ц, алюминиевая пудра – 0,07 % Ц
7*, 8	B12,5	250	1277	548	198	6	С-3 – 0,2 % Ц
9*	B20	430	860	860	200	3	СДБ – 0,2 % Ц, алюминиевая пудра – 0,02 % Ц

Примечание: * – сваи оборудованы датчиками

Note: * – the piles are equipped with sensors

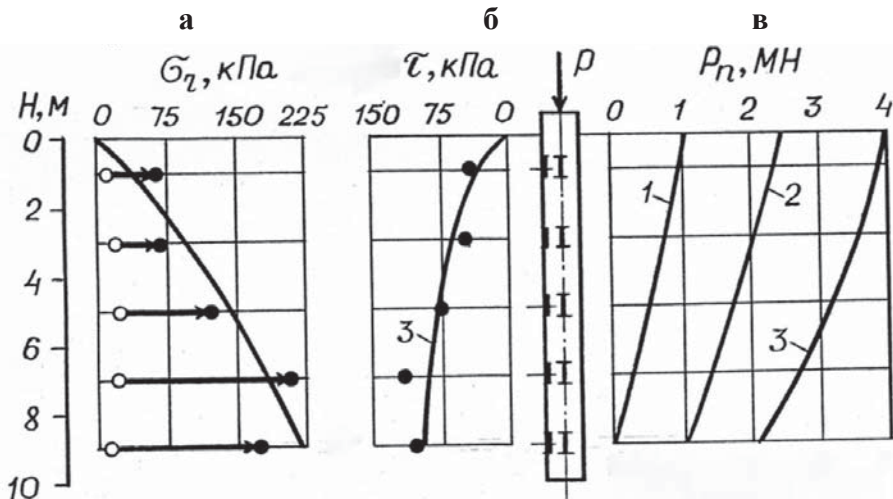


Рис. 3. Зависимости радиальных давлений σ_r [а], удельных сил трения τ [б] при нагрузке на сваю $P = 4$ МН и продольных усилий P_n [в] по стволу сваи 1*, изготовленной из литой бетонной смеси; 1, 2 и 3 – соответственно при нагрузках на сваю 1 МН, 2,5 МН и 4 МН; на рисунке (а) кривая – при $P = 4$ МН
Fig. 3. Dependencies of radial stresses σ_r [a], specific friction forces τ [b] at a pile load of $P = 4$ MN, and longitudinal forces P_n [c] applied to the shaft of the cast concrete pile 1*; 1, 2, and 3 – at 1 MN, 2.5 MN, and 4 MN pile loads, respectively; curve in figure (a) – at $P = 4$ MN

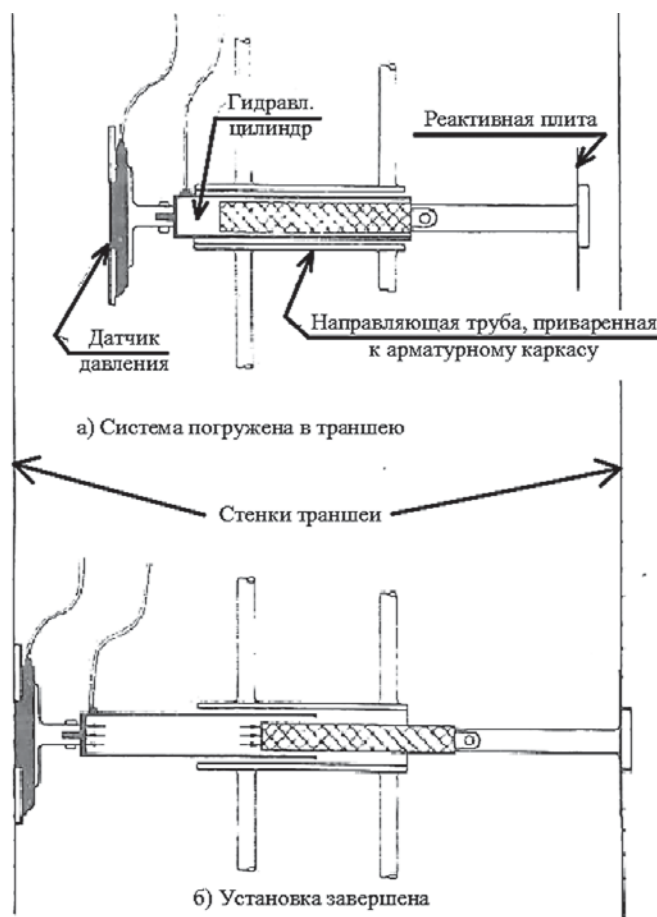


Рис. 4. Схема установки датчиков, измеряющих давление свежего бетона на контакте грунт/бетон (опытная захватка стены в грунте в Осло) [7]
Fig. 4. Layout of sensors measuring the stress induced by freshly poured concrete at the soil/concrete interface (test wall section in the soil in Oslo) [7]

Экспериментальные исследования при устройстве баретт

Имеются также данные по фактическим значениям горизонтальных давлений при устройстве стены в грунте [5–13].

Давление свежего бетона на различных опытных бареттах (захватках стены в грунте) измерялось на контакте грунт/бетон или внутри стены в грунте. В первом случае для установки датчиков в проектное положение использовались гидравлические домкраты. При этом домкрат вместе с датчиком давления монтировался на арматурный каркас, погружаемый в захватку. Схема установки датчиков на контакте грунт/бетон представлена на рис. 4. При измерении давления внутри бетона датчики также крепились к арматурному каркасу или к инклинометрическим трубам.

Наиболее хорошо задокументированные и характерные результаты были получены для двух опытных захваток № 34 и 36 в Роттердаме [10]. Данные результаты представлены в виде графиков на рис. 5 и 6. Рассмотрим их подробнее. На указанных графиках начало

временной оси соответствует началу бетонирования захватки. В этот момент показания всех датчиков отражают гидростатическое давление глинистого раствора. Датчики в захватках № 34 и 36 устанавливались в 8 различных уровнях на глубинах от 5 до 40 м с шагом 5 м (по 8 датчиков на захватку). По мере поднятия уровня бетона в захватке датчики начинают реагировать на него увеличением давления. Первым реагирует самый нижний датчик, расположенный на глубине 40 м, затем последовательно снизу вверх реагируют датчики, расположенные выше. Соответствующие пики давления отчетливо видны на рассматриваемых рисунках. После достижения максимума давление начинает снижаться до некоторого остаточного уровня и далее остается постоянным или изменяется незначительно.

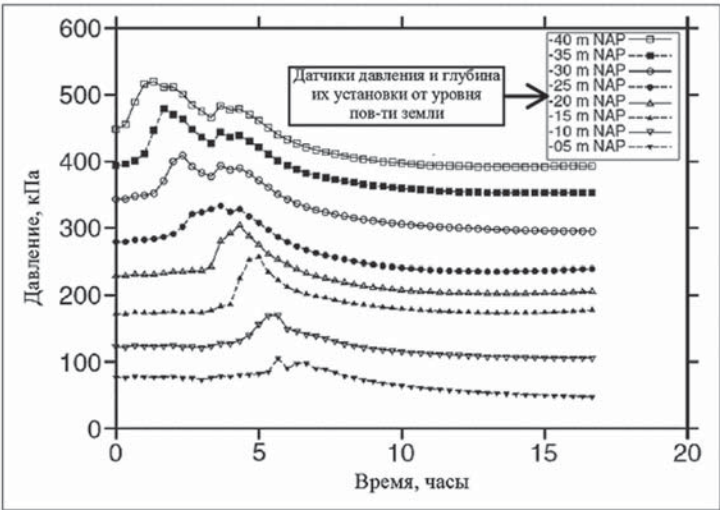


Рис. 5. Изменения давления при бетонировании захватки стены в грунте № 36 на опытном участке в Роттердаме [10]
Fig. 5. Stress changes associated with the concreting of a wall section in soil No. 36 at the Rotterdam test site [10]

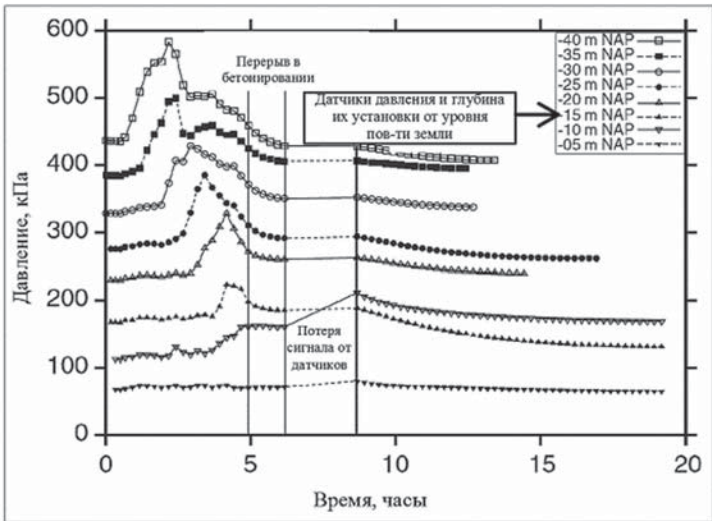


Рис. 6. Изменение давления при бетонировании захватки стены в грунте № 34 на опытном участке в Роттердаме [10]
Fig. 6. Stress changes associated with the concreting of a wall section in soil No. 34 at the Rotterdam test site [10]

Расчет давления бетона

Согласно исследованиям Logesk (2007) [12], максимальное давление бетонной смеси на стенки траншеи при бетонировании захватки стены в грунте распределяется по билинейному закону (рис. 7). До определенной глубины, которую условно назвали критической, давление бетона распределяется по гидростатическому закону. Ниже этой глубины, в связи с зависанием бетона на стенках траншеи и началом его схватывания, предполагается, что давление бетонной смеси на стенки траншеи продолжает линейно возрастать, но с меньшей интенсивностью, зависящей от плотности глинистого раствора (на каждый метр глубины давление на стенку траншеи возрастает на величину $\gamma_{\text{бентонит}} \times 1 \text{ м}$):

$$\sigma_{bz} = \begin{cases} \gamma_{\text{бетон}} \times h & \text{при } h \leq h_{\text{крит}}, \\ \gamma_{\text{бентонит}} \times h + (\gamma_{\text{бетон}} - \gamma_{\text{бентонит}}) \times h_{\text{крит}} & \text{при } h > h_{\text{крит}}, \end{cases} \quad (3)$$

где σ_{bz} – давление свежего бетона на стенки траншеи, кН/м²;

$\gamma_{\text{бетон}}$ – объемный вес бетонной смеси, кН/м³;

$\gamma_{\text{бентонит}}$ – объемный вес глинистого раствора, кН/м³;

h – глубина ниже уровня верха стены в грунте, м;

$h_{\text{крит}}$ – критическая глубина, м.

В работе Lings и соавт. [5] критическую высоту предложено определять как $\frac{1}{3}$ высоты «стены в грунте». Этот подход базировался на анализе доступных к моменту публикации работ об опытных данных с трех опытных захваток. В работе О.А. Шулятьева и Д.К. Минакова [14] было показано, что реальные значения критической высоты колеблются в широких пределах от 0,17 до 0,57 Н, существенно отклоняясь от предсказанного Lings и соавт. значения, равного 0,33 Н, и путем линейной аппроксимации была выведена простая формула (4) для определения критической высоты в зависимости от скорости бетонирования:

$$h_{\text{крит}} = 0,85Vt + 1,78, \quad (4)$$

где V – средняя скорость бетонирования стены в грунте, м/ч;

t – время, равное одному часу.

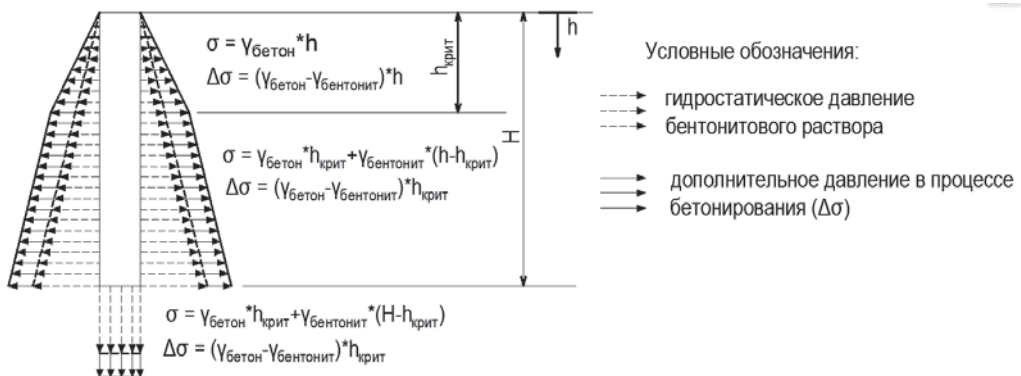


Рис. 7. Схема для определения давления на стенки траншеи в процессе бетонирования
Fig. 7. Determination of stress acting on the trench walls during concreting works

Скорость бетонирования свай зависит от многих факторов. Так, при наличии вблизи скважины достаточного объема бетонной смеси скорость бетонирования в большей степени будет определяться затратами времени на демонтаж секций обсадной трубы, длина которых обычно составляет 1–5 м. Согласно информации, полученной от фирмы Bauer, продолжительность демонтажа одной секции обсадной трубы, включая развинчивание болтов стыка, составляет для труб диаметром 1, 1,5 и 2 м соответственно 30, 50 и 70 мин.

Таким образом, скорость бетонирования можно принять как скорость демонтажа секции трубы для ее внутреннего геометрического пространства, т. е. одна труба длиной 4 м и диаметром 1 м имеет объем 3,14 м³, и этот объем бетонируется за 30 мин, т. е. максимальная скорость бетонирования 6,28 м³/ч, или 8 м/ч. Аналогичным образом для трубы диаметром 1,5 м имеем 8,5 м³/ч, или 4,8 м/ч, а для трубы диаметром 2 м – 10,8 м³/ч, или 1,27 м/ч.

Если обсадная труба отсутствует, то скорость будет практически равна скорости подачи бетона в скважину. Рассмотрим пример с объекта строительства башни «Ахмат Тауэр». Свая диаметром 1500 мм и длиной 69 м бетонировалась 8 ч. Обсадка была применена до глубины 30 м. Имеем 30/4,8 = 6,25 ч; 8 – 6,25 = 1,75 ч на бетонирование первых 39 м, т. е. скорость бетонирования без обсадочной части – 22,2 м/ч.

Определение давлений после релаксации напряжений

В общем случае значение дополнительных эффективных давлений, возникающих в грунте на границе с бетоном баретт на глубине z ($\Delta\sigma'_{gz}$), будет равно

$$\Delta\sigma'_{gz} = \sigma_{bz} - \sigma_w - \sigma'_{gz} = \sigma_{bz} - \sigma_{gwz}, \quad (5)$$

$$\sigma_{gwz} = \sigma_w + \sigma'_{gz}, \quad (6)$$

где σ_w – давление в поровой воде;

σ'_{gz} – эффективное горизонтальное давление от собственного веса грунта;

σ_{gwz} – общее горизонтальное напряжение в массиве грунта.

$$\sigma'_{gz} = K_0 \gamma' z.$$

Для нормально уплотненного грунта K_0 может быть определен через коэффициент поперечной деформации ν :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (7)$$

или по эмпирической формуле Яку

$$K_0 = 1 - \sin \varphi. \quad (8)$$

Для случая переуплотненного грунта

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) OCR^{\sin \varphi}. \quad (9)$$

В случае бурения скважин «насухо» для определения остаточного давления бетона σ_r на контакте сваи с глинистым грунтом может быть использована формула, предложенная А.М. Дзаговым [15]:

$$\sigma_r = 0,6 \times \gamma_{\text{б.с.}} \times d \left[1 - \exp \left(- \frac{0,6 \times H}{d} \right) \right], \quad (10)$$

где $\gamma_{\text{б.с.}}$ – удельный вес литой бетонной смеси, кН/м³;

d – диаметр сваи, м;

H – глубина расположения середины расчетного слоя грунта от дневной поверхности, м.

Данная формула получена по результатам непосредственных измерений, в том числе и в водонасыщенных грунтах (моренный суглинок, $S_r = 0,92$). В случае применения мероприятий по увеличению давлений σ_r (замедлители схватывания бетонной смеси, повторное вибрирование, расширяющие добавки, пригруз бетонной смеси столбом воды или глинистого раствора и пр.) и предложений по учету скорости бетонирования в формулу (10) вводятся соответствующие коэффициенты.

Влияние способа устройства сваи и грунтовых условий на горизонтальное давление

Проведем исследования, как влияют способ устройства буронабивной сваи и инженерно-геологические и гидрогеологические условия на величину $\Delta\sigma'_{gz}$.

Для этого выполним расчеты для двух способов устройства свай (под защитой обсадных труб и под защитой бентонитового раствора) при грунтовых условиях, представленных в табл. 3.

Таблица 3

Тип грунтовых условий

Table 3

Type of soil conditions

Тип грунтовых условий (ИГУ)	Состояние грунта*	УПВ**
ИГУ-1	НК	–
ИГУ-2	НК	+
ИГУ-3	OCR	–
ИГУ-4	OCR	+

Примечания:

* НК – грунт нормально консолидирован; OCR – грунт переуплотнен

** «–» – устройство сваи выполняется выше уровня подземных вод (УПВ); «+» – то же ниже УПВ

Notes:

*NC – soil is normally consolidated; OCR – overconsolidated soil

** “–” – the pile is installed above the groundwater level; “+” – the pile is installed below the groundwater level

Примем, что работы выполняются в глинистом грунте удельным весом $\gamma = 21$ кН/м³ и углом внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$. Для переуплотненных грунтов примем OCR = 4. Сваи буронабивные диаметром 1,5 м, длиной 30 м. Бетонные смеси применяются пластичные (марка по удобоукладываемости не ниже П4).

В соответствии с формулой (4) $h_{\text{крит}}$ при устройстве свай без обсадных труб составит:

$$h_{\text{крит}} = 0,85Vt + 1,78 = 0,85 \times 22,2 + 1,78 = 20,7 \text{ м},$$

а в случае устройства свай под защитой обсадных труб $h_{\text{крит}}$ будет равно:

$$h_{\text{крит}} = 0,85Vt + 1,78 = 0,85 \times 4,8 + 1,78 = 5,7 \text{ м}.$$

Анализ результатов расчетов (рис. 7–10) показал, что основное влияние на величину давления свежего бетона и бентонитового раствора на стенки траншеи σ_{bz} оказывает способ производства работ. При бетонировании под защитой бентонитового раствора на глубине $h_{\text{крит}} = 20,7$ м давление σ_{bz} больше, чем при бетонировании под защитой обсадных труб, на 200 кПа, или на 70 %.

Дополнительное давление в грунте от бетонирования $\Delta\sigma'_{gz}$ в наибольшей степени возникает при устройстве свай в нормально уплотненном грунте выше УПВ. При бетонировании под защитой обсадных труб максимальное значение $\Delta\sigma'_{gz}$ достигается на глубине $h_{\text{крит}} = 5,7$ м и составляет 60 кПа (рис. 7). При бетонировании же под бентонитовым раствором – 240 кПа соответственно при глубине $h_{\text{крит}} = 20,7$ м (рис. 7). В случае если ниже УПВ залегают переуплотненные грунты и бетонирование выполняется под бентонитовым раствором, $\Delta\sigma'_{gz} = 50$ кПа, т. е. практически в 5 раз меньше (рис. 10).

В случае переуплотненного грунта давления свежего бетона и бентонитового раствора на стенки траншеи σ_{bz} для бетонирования под бентонитовым раствором практически равно горизонтальному давлению грунта, а в случае бетонирования под защитой обсадных труб – отрицательное, уменьшается с глубиной и достигает 230 кПа на глубине 30 м (рис. 9 и 10).

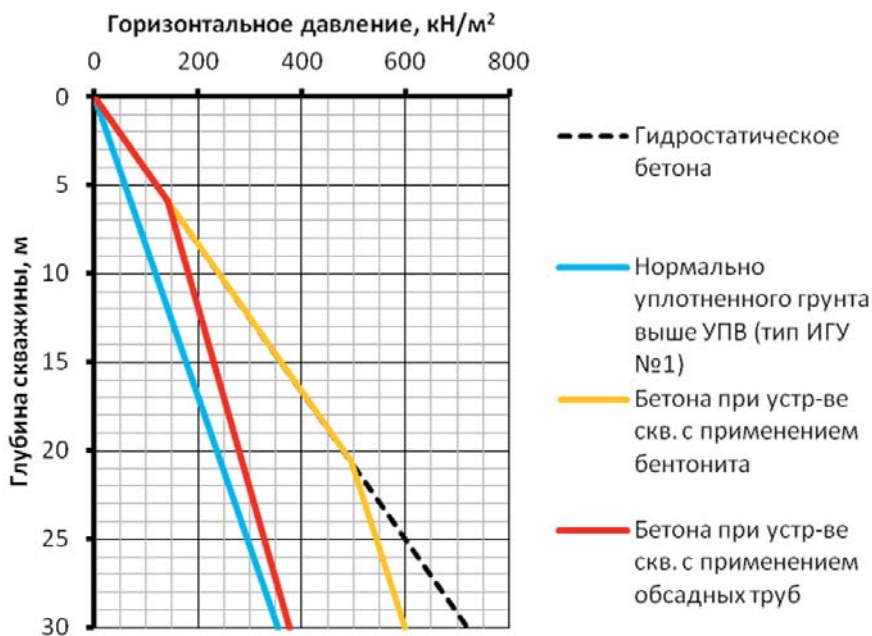


Рис. 7. Изменение горизонтального давления грунта (тип ИГУ № 1) и бетона по глубине
 Fig. 7. Depthwise changes in the soil [geotechnical conditions No. 1] and concrete-induced horizontal stress

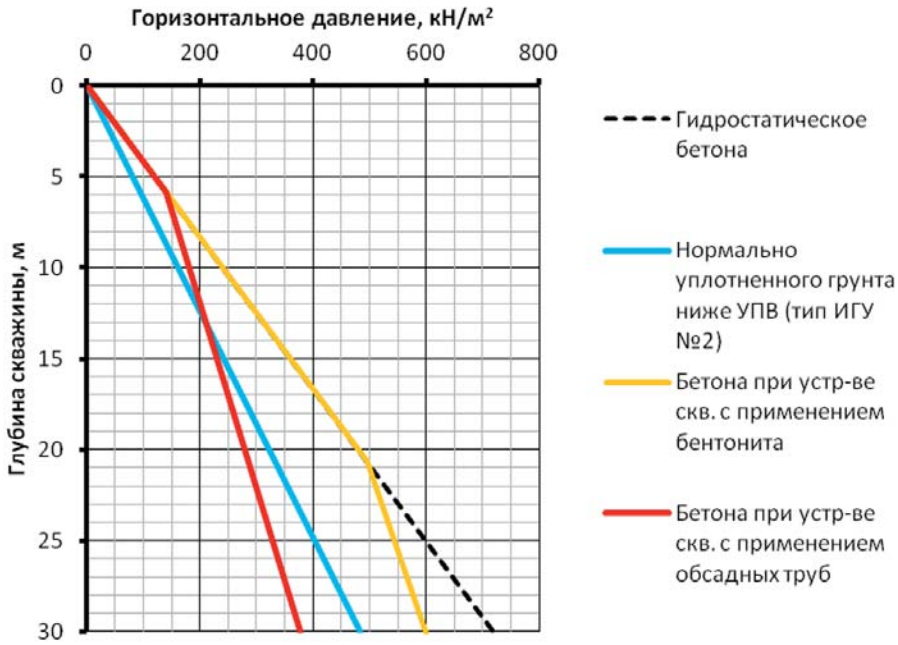


Рис. 8. Изменение горизонтального давления грунта (тип ИГУ № 2) и бетона по глубине
 Fig. 8. Depthwise changes in the soil (geotechnical conditions No. 2) and concrete-induced horizontal stress

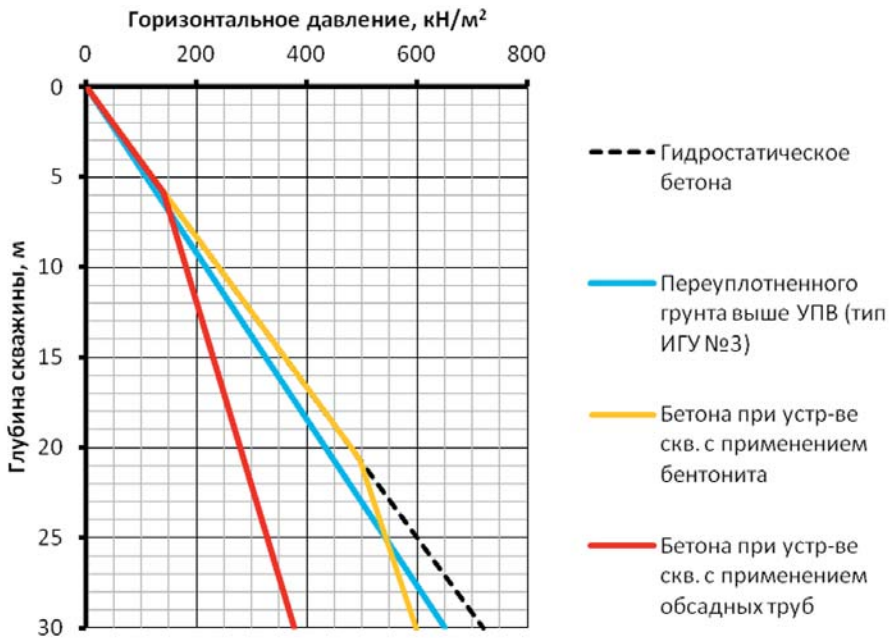


Рис. 9. Изменение горизонтального давления грунта (тип ИГУ № 3) и бетона по глубине
 Fig. 9. Depthwise changes in the soil (geotechnical conditions No. 3) and concrete-induced horizontal stress

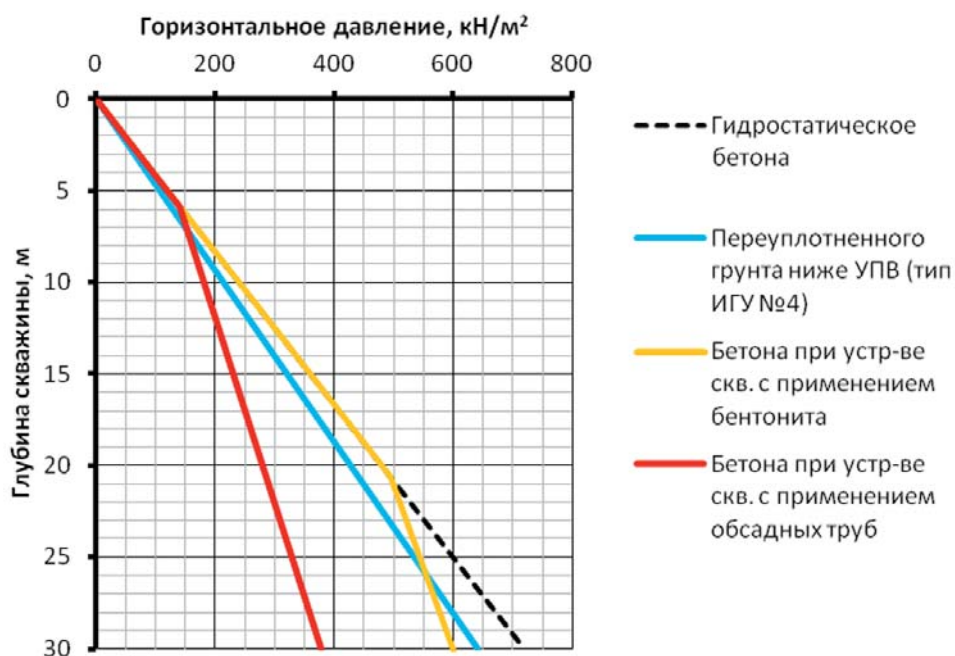


Рис. 10. Изменение горизонтального давления грунта (тип ИГУ №4) и бетона по глубине
Fig. 10. Depthwise changes in the soil (geotechnical conditions No. 4) and concrete-induced horizontal stress

Поскольку данные давления оказывают существенное влияние на сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности сваи, то при выборе технологии изготовления свай и баретт важно учитывать, к каким изменениям давлений она может привести. Для повышения напряжений в окружающем массиве грунта может быть применена инъекция твердеющего раствора по боковой поверхности через предварительно установленные трубочки [16].

Здесь следует отметить, что формула (3) составлена на основе данных определения давлений при бетонировании стены в грунте. Есть все основания предполагать, что при устройстве буронабивных свай под бентонитовым раствором она также может применяться. В случае выполнения сваи под водой в формуле (3) вместо плотности бентонита следует ввести плотность воды.

Полученные значения дополнительного давления соответствуют моменту окончания бетонирования. После этого происходит релаксация давления в результате как первичной, так и вторичной консолидации окружающего массива грунта.

Методика расчета влияния баретты на изменение НДС массива грунта

На основании выполненных исследований может быть предложена следующая методика по расчету влияния устройства баретты на изменение напряженно-деформированного состояния окружающего массива грунта.

Расчет влияния устройства баретты на изменение НДС окружающего массива грунта выполняется численным методом в трехмерной постановке задачи. Моделирование устройства баретты осуществляется путем удаления грунта из траншеи и заменой его нагрузкой,

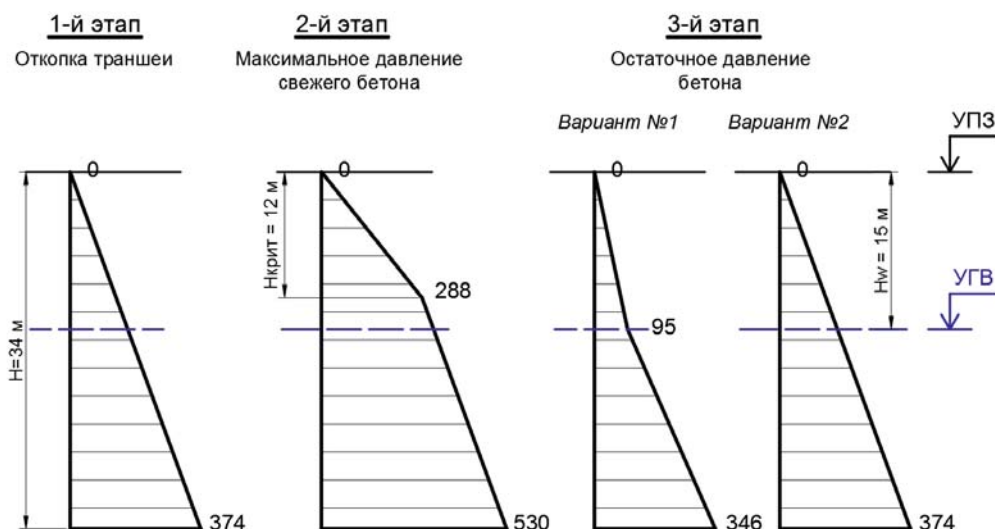


Рис. 11. Эпюры горизонтального давления (кПа) на различных этапах устройства баретты
Fig. 11. Diagrams of horizontal stress (kPa) at different stages of barrette installation

приложенной к стенкам и дну траншеи и соответствующей давлению глинистого раствора или свежего бетона (в зависимости от рассматриваемого этапа строительства). Процесс устройства баретты при этом моделируется в четыре этапа. Три из них представлены на рис. 11.

Первый этап соответствует откопке траншеи под защитой глинистого раствора. На данном этапе нагрузки, действующие на стенки траншеи, определяются по гидростатическому закону с учетом удельного веса глинистого раствора.

Второй этап соответствует максимальному горизонтальному давлению свежего бетона, действующему на стенки траншеи. Данное давление рассчитывается по билинейной зависимости (6), предложенной в [6]. При этом критическая глубина принимается в соответствии с формулой (7), предложенной в работе [14].

Третий этап соответствует остаточному горизонтальному давлению бетона, которое может быть рассчитано по двум вариантам.

Вариант № 1. Остаточное давление бетона на глубине z рассчитывается по формуле (11), что соответствует подходу к определению остаточного давления, основанному на полных давлениях в грунте:

$$\sigma_{endz} = \sigma_{az} + \sigma_{wz}, \quad (11)$$

где σ_{endz} – остаточное горизонтальное давление бетона;

σ_{az} – активное давление грунта:

$$\sigma_{az} = K_0(\gamma'z + q) - 2c\sqrt{K_0}. \quad (12)$$

Вариант № 2. Остаточное давление принимается равным гидростатическому давлению глинистого раствора.

Четвертый этап соответствует затвердевшему бетону. На данном этапе нагрузки, приложенные к стенкам и дну траншеи, отключаются, и одновременно траншея заполняется материалом, моделирующим свойства железобетонной стены в грунте после окончания

схватывания бетона. Для данного материала следует назначать упруго-линейную модель грунта.

Модель грунта, окружающего захватку стены в грунте, используемая в предлагаемой методике, должна учитывать историю его нагружения. Это связано с тем, что процесс моделирования устройства стены в грунте включает в себя циклы нагрузки и разгрузки стенок захваток, что ведет к преднапряжению окружающего массива грунта.

Выводы

1. В результате выполненных исследований влияния производства работ по устройству буронабивных свай на НДС окружающего массива грунта установлено, что данное НДС зависит как от грунтовых условий площадки, так и от принятой технологии выполнения свайных работ.

2. В зависимости от грунтовых условий максимальные значения горизонтальных давлений $\Delta\sigma'_{gz}$ на контакте свай с грунтом при одной и той же технологии изготовления свай могут существенно (до 5 раз) отличаться.

3. Применение различных технологий устройства буронабивных свай для одних и тех же грунтовых условий может привести к разнице в указанных выше давлениях $\Delta\sigma'_{gz}$ на 70 %. При этом наибольшее давление возникает при устройстве буронабивных свай под защитой бентонитового раствора и относительно меньшие при их устройстве под защитой обсадных труб.

4. В связи с тем что грунт является пластичным материалом, на конечное значение горизонтальных напряжений влияют история нагружения, зависящая от технологии, и грунтовые условия площадки, что целесообразно учитывать, применяя соответствующие модели грунта.

5. На основании выполненных исследований предложена методика по расчету влияния устройства буронабивных свай и баретт на изменение горизонтальных давлений на контакте свай и баретт с окружающим их грунтом.

Список литературы

1. Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий: Научное издание. Москва: АСВ; 2020.
2. Дзагов А.М., Сидорчук В.Ф. О напряженном состоянии основания при устройстве и нагружении буронабивной сваи в глинистых грунтах. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002;(3):10–15.
3. Мамонов В.М., Ермошкин П.М. Исследование условий формирования несущей способности и прочности стволов буронабивных свай. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1982;(1):10–14.
4. Мамонов В.М., Дзагов А.М., Ермошкин П.М. Несущая способность буронабивных свай, изготовленных из бетона различного состава. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1989;(1):11–14.
5. Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T. The Lateral Pressure of Wet Concrete in Diaphragm Wall Panels Cast under Bentonite. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. 1994;107(3):163–172. <https://doi.org/10.1680/igeng.1994.26469>
6. Lings M.L., Nash D.F., Ng C.W.W., Boyce M.D. Observed Behavior of a Deep Excavation in Gault Clay. In: Proceedings 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 2. Florence; 1991, p. 467–470.
7. Loreck C., Triantafyllidis T. Berücksichtigung des Frischbetondrucks bei der FE-Simulation der Schlitzandherstellung. Bautechnik. 2007;(9):646–655. <https://doi.org/10.1002/bate.200710055>
8. Ng C.W.W., Rigby D.B., Lei G.H., Ng S.W.L. Observed performance of a short diaphragm wall panel. Géotechnique. 1999;49(5):681–694. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.5.681>

9. *Delattre L., Duca V.* Measured pressure exerted by a fine soil on a diaphragm wall under construction. In: Proceedings of the international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Lyon; 2002, p. 547–552.
10. *Lächler A., Neher H.P., Gebeyhu G.* A comparison between monitoring data and numerical calculation of a diaphragm wall construction in Rotterdam. In: Proceedings of the international conference on numerical simulation of construction processes in geotechnical engineering for urban environment. Bochum, Germany; 2006, p. 83–96.
11. *Lächler A., Vermeer P.A., Wehnert M.* Assessment of diaphragm wall stability and deformation. In: XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Madrid; 2007, p. 1055–1060.
12. *Uriel S., Oteo C.S.* Stress and strain besides a circular trench wall. In: Proceedings of the 9th conference on soil mechanics and foundation engineering. Tokyo; 1977, p. 781–788.
13. *Gaba A., Hardy S., Doughty L., Powrie W., Selemetas D.* Guidance on embedded retaining wall design. London: CIRIA; 2017.
14. *Шулятьев О.А., Минаков Д.К.* Давление свежего бетона на стенки траншеи при устройстве стены в грунте. Геотехника. 2017;(6):30–38.
15. *Дзагов А.М.* Разработка способа расчета сопротивления оснований буронабивных свай с учетом процесса твердения бетона: дис. ... канд. техн. наук. Ленинград; 1986.
16. *Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А.* Новые способы геотехнического проектирования и строительства. Москва: АСВ; 2015.

References

1. *Shulyatyev O.A.* Foundations and foundations of high-rise buildings. Moscow: ASB Publ.; 2020 (in Russian).
2. *Dzagov A.M., Sidorchuk V.F.* On the stressed state of the foundation during the construction and loading of a bored pile in clay soils. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov* = Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2002;(3):10–15 (in Russian).
3. *Mamonov V.M., Ermoshkin P.M.* Investigation of the conditions for the formation of the bearing capacity and strength of the trunks of bored piles *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov* = Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1982;(1):10–14 (in Russian).
4. *Mamonov V.M., Dzagov A.M., Ermoshkin P.M.* Bearing capacity of bored piles made of concrete of various composition. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov* = Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1989;(1):11–14 (in Russian).
5. *Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T.* The Lateral Pressure of Wet Concrete in Diaphragm Wall Panels Cast under Bentonite. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. 1994;107(3):163–172. <https://doi.org/10.1680/igeng.1994.26469>
6. *Lings M.L., Nash D.F., Ng C.W.W., Boyce M.D.* Observed Behavior of a Deep Excavation in Gault Clay. In: Proceedings 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 2. Florence; 1991, p. 467–470.
7. *Loreck C., Triantafyllidis T.* Berücksichtigung des Frischbetondrucks bei der FE-Simulation der Schlitzwandherstellung. *Bautechnik*. 2007;(9):646–655. <https://doi.org/10.1002/bate.200710055>
8. *Ng C.W.W., Rigby D.B., Lei G.H., Ng S.W.L.* Observed performance of a short diaphragm wall panel. *Géotechnique*. 1999;49(5):681–694. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.5.681>
9. *Delattre L., Duca V.* Measured pressure exerted by a fine soil on a diaphragm wall under construction. In: Proceedings of the international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Lyon; 2002, p. 547–552.
10. *Lächler A., Neher H.P., Gebeyhu G.* A comparison between monitoring data and numerical calculation of a diaphragm wall construction in Rotterdam. In: Proceedings of the international conference on numerical simulation of construction processes in geotechnical engineering for urban environment. Bochum, Germany; 2006, p. 83–96.
11. *Lächler A., Vermeer P.A., Wehnert M.* Assessment of diaphragm wall stability and deformation. In: XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Madrid; 2007, p. 1055–1060.
12. *Uriel S., Oteo C.S.* Stress and strain besides a circular trench wall. In: Proceedings of the 9th conference on soil mechanics and foundation engineering. Tokyo; 1977, p. 781–788.

13. *Gaba A., Hardy S., Doughty L., Powrie W., Selemetas D.* Guidance on embedded retaining wall design. London: CIRIA; 2017.
14. *Shulyatyev O.A., Minakov D.K.* The pressure of fresh concrete on the walls of the trench when installing a wall in the ground. *Geotekhnika = Geotechnics*. 2017;(6):30–38 (in Russian).
15. *Dzagov A.M.* Development of a method for calculating the resistance of the foundations of bored piles taking into account the process of concrete hardening [Dissertation]. Leningrad; 1986 (in Russian).
16. *Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A., Mozgacheva O.A.* New methods of geotechnical design and construction: Scientific publication. Moscow: ASB Publ.; 2015 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Олег Александрович Шулятьев✉, д-р техн. наук, заместитель директора по научной работе НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: niiosp35@yandex.ru

Oleg A. Shulyatyev✉, Dr. Sci. (Engineering), Deputy Scientific Director of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: niiosp35@yandex.ru

Алим Мухтарович Дзагов, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: dzagov@mail.ru

Alim M. Dzagov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: dzagov@mail.ru

Денис Константинович Минаков, канд. техн. наук, старший научный сотрудник НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: sigurdvelsung@mail.ru

Denis K. Minakov, Cand. Sci. (Engineering), Senior Researcher of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: sigurdvelsung@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author