



УДК 624.131.7

**Мирсаяпов Илизар Талгатович**

доктор технических наук, профессор

E-mail: [mirsayapov1@mail.ru](mailto:mirsayapov1@mail.ru)**Айсин Нияз Наилович**

аспирант

E-mail: [zarejay@gmail.com](mailto:zarejay@gmail.com)**Казанский государственный архитектурно-строительный университет**

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

## Развитие вертикальных деформаций здания в зоне влияния глубокого котлована

### Аннотация

*Постановка задачи.* Существующие методы расчета осадок оснований фундаментов зданий разработаны для случая однократного кратковременного статического нагружения. Эти методы не в состоянии учитывать реальные режимы нагружения грунтовых оснований, в том числе изменение механических характеристик грунтов в предыдущих этапах нагружения, проявление реологических свойств во времени, образование и развитие трещин, а также изменение условий нагружения. В данной работе рассматривается методика расчета осадок оснований фундаментов с учетом вышеизложенных изменений, как параметров грунтов, так и условий нагружения.

*Результаты.* Предложенный метод расчета учитывает изменения объемного напряженно-деформированного состояния грунта, ползучести, разгрузки, длительного нагружения, образования и развития микро- и макротрещин в грунтовом массиве основания. За основу взята модифицированная модель Пастернака и внесены изменения путем трансформирования диаграмм деформирования грунта при трехосном длительном нагружении. Предельные напряжения в грунте, с учетом предыстории нагружения, образования и развития трещин в грунте, определяется исходя из расчетной модели грунта при трехосном сжатии.

*Выводы.* Значимость полученных результатов для строительной отрасли состоит в том, что разработанный метод позволяет получить более достоверные результаты. Метод был опробован на реальном реконструируемом объекте. Эпюры деформирования и значения осадок, полученные в результате расчетов, подтвердились результатами мониторинга здания.

**Ключевые слова:** фундаменты, основания, грунты, глубокий котлован, взаимовлияние, реология, метод расчета, Пастернак, нелинейная деформация.

### Введение

Устройство глубоких котлованов приводит к изменению напряженно-деформированного состояния грунтового массива в пределах радиуса зоны влияния. Это вызвано разгрузкой основания при выемке грунта, горизонтальным перемещением стенок котлована, технологическими факторами [1, 2]. При попадании в зону существующей застройки возникает необходимость в оценке и геотехническом прогнозе влияния строительства на осадки и техническое состояние зданий и сооружений. При этом необходимо учитывать вышеперечисленные факторы, а также нагрузки от вновь возводимого здания или сооружения, последовательность строительства [3]. Согласно нормативным документам РФ в зависимости от категории технического состояния существующих зданий допустимые дополнительные осадки зданий составляют 20-50 мм. Расчет осадок оснований сооружений окружающей застройки, расположенных в зоне влияния строительства или реконструкции, в соответствии нормативными документами проектирования оснований, проводят из условия:

$$s_{ad} \leq s_{ad,u}$$

где  $s_{ad}$  – дополнительная осадка здания окружающей застройки;

$s_{ad,u}$  – допустимая дополнительная осадка зданий окружающей застройки.

Методы расчета вертикальных деформаций грунтов оснований, используемые в настоящее время, разработаны для случая кратковременного нагружения без учета

проявления реологических свойств грунтов [4]. На самом деле, при устройстве котлованов рядом с существующими зданиями, грунты оснований фундаментов претерпевают изменения механических и реологических свойств [5]. В связи с этим необходима разработка методов расчетов осадок оснований, которые учитывают особенности деформирования при таких условиях.

### Объект исследования

Исследуемое здание двухэтажное с неполным железобетонным каркасом из сборного железобетона, с подвальным этажом, в плане имеет прямоугольную форму, расположено в осях 9-15/A-G, имеет размеры 36 м на 36 м. Вертикальными несущими элементами являются колонны и кирпичная стена в осях 9-15/G, 9/E-G, 15/F-G. План здания приведен на рис. 1.

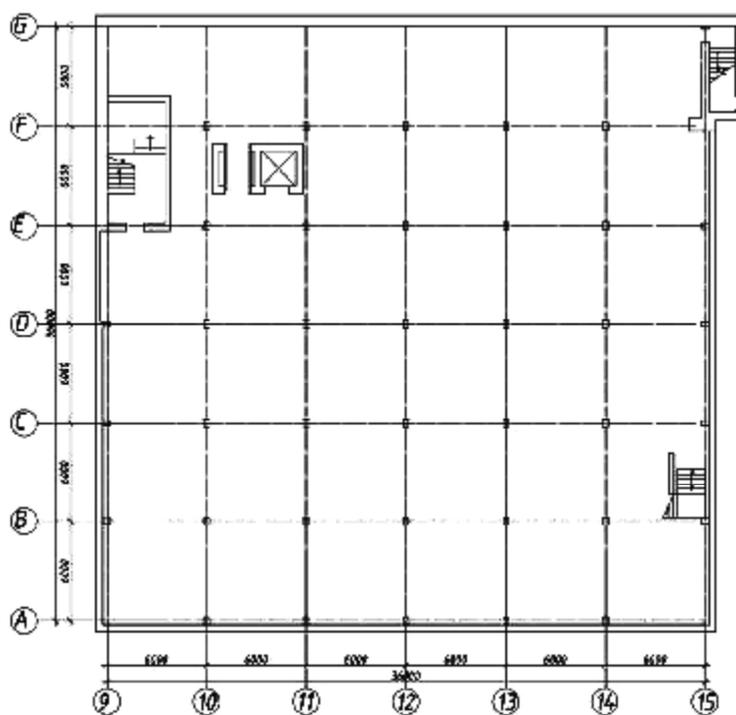


Рис. 1. План здания (иллюстрация авторов)

Колонны размерами 300 мм на 450 мм выполнены из бетона класса В20. Плиты перекрытия и покрытия толщиной 220 мм – из бетона класса В25. Ригели высотой 550 мм – из бетона класса В25.

Фундаменты здания столбчатые в характерной части с размером 2,0 м на 2,0 м. Глубина заложения – 4,150 м и ленточные под кирпичными стенами.

### Инженерно-геологические условия

Согласно результатам изысканий, в геологическом строении участка (на вскрытую скважинами глубину) принимают участие аллювиально-делювиальные верхнепермские элювиальные отложения и четвертичные отложения. У поверхности толща техногенных отложений четвертичного возраста.

Геолого-литологическое строение до глубины 25 м представлено следующими инженерно-геологическими элементами (ИГЭ): ИГЭ-1. Насыпной грунт; ИГЭ-2. Суглинок твердый; ИГЭ-3. Суглинок тугопластичный; ИГЭ-4. Глина твердая; ИГЭ-5. Песчаник низкой прочности.

В целом геолого-литологическое строение площадки характеризуется относительной выдержанностью грунтов по площади и глубине, неоднородностью их состава и состояния. Инженерно-геологический разрез приведен на рис. 2, физико-механические характеристики грунтов оснований фундаментов приведены в таблице.

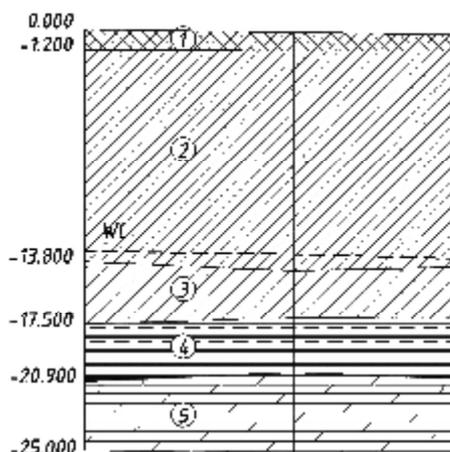


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез (иллюстрация авторов)

Таблица

**Физико-механические характеристики грунтов**

№	$\rho$	$e$	$E$	$\varphi$	$C$
2	1,91	0,76	15,1	21	32
3	1,88	0,842	13,1	19	25
4	1,88	0,857	25,2	21	46
5	1,91	0,617	37,8	35	0

Примечание:  $\rho$  – плотность при природной влажности ( $\text{т/м}^3$ ),  $e$  – коэффициент пористости,  $E$  – модуль деформации (МПа),  $\varphi$  – угол внутреннего трения (град),  $C$  – удельное сцепление расчетное (кПа).

**Исходные предпосылки**

В непосредственной близости от обследуемого здания со стоны осей А, 9 и 15 устроен котлован. Глубина котлована, выполненного с вертикальными стенками без надлежащего крепления, составляет 13 м. В результате откопки глубокого котлована произошли сдвиговые деформации основания фундаментов, а также чрезмерные вертикальные деформации. Подтверждением чрезмерной деформации грунтов основания являлись появления трещин: трещины с шириной раскрытия до 1,5 мм в швах плит перекрытия подвала, трещины в ригелях перекрытия подвала – до 1,5 мм.

В связи с этим были проведены численные исследования осадок основания. При расчетах использовалась модифицированная расчетная модель Пастернака. В расчетной модели заложены аналитические диаграммы деформирования грунта при трехосном режимном нагружении [6, 7].

Исследования осадок фундаментов с учетом непрерывной трансформации напряженно-деформированного состояния грунтового массива основания выполнялись методом конечных элементов с использованием расчетной программы ЛИРА-САПР. Для учета влияния жесткости подземной части здания на осадку грунтового основания фундамента здания с учетом совместного для формирования единой системы «грунтовое основание – фундамент – подземная часть здания – надземная часть здания» в условиях непрерывного изменения напряженно-деформированного состояния и прочностных и деформационных характеристик всех элементов системы в структуре расчетной программы создана пространственная модель здания и грунтового массива под зданием [8].

В качестве расчетной модели основания для совместного расчета системы принята, базирующаяся на теории местных упругих деформаций, комбинированная модель Пастернака с двумя коэффициентами постели  $C_1$  и  $C_2$ . Первый коэффициент постели  $C_1$  учитывает деформации грунта при сжатии и растяжении, второй –  $C_2$  учитывает деформирования грунта при сдвиге, то есть распределительную способность грунтового основания.

В данной работе модифицированная модель Пастернака была модифицирована. Для этого при расчете коэффициентов постели грунта  $C_1$  и  $C_2$  модули деформаций грунта основания принимаются для режимного трехосного сжатия с учетом изменения объемного напряженно-деформированного состояния грунта, ползучести, разгрузки,

длительного нагружения, образования и развития микро- и макротрещин в грунтовом массиве основания согласно рекомендациям [9].

При прогнозе геомеханического поведения грунта основания фундамента необходимо учитывать изменение угла внутреннего трения, удельное сцепление между частицами, модуль общих деформаций, модуль сдвига, характеризующие техническое состояние грунта во время эксплуатации. Для этого используется диаграмма состояния грунта, интегрально учитывающая механическое состояние грунта в реологической расчетной модели.

**Расчетная модель**

За диаграмму состояния принимается аналитическая диаграмма деформирования грунта для трехосного сжатия.

Расчетная модель создавалась на основе диаграмм состояния грунта при трехосном сжатии. Вычисленные характерные точки позволяют построить диаграмму деформирования грунта в конкретных условиях нагружения с учетом состояния грунта в рассматриваемый момент времени (рис. 3).

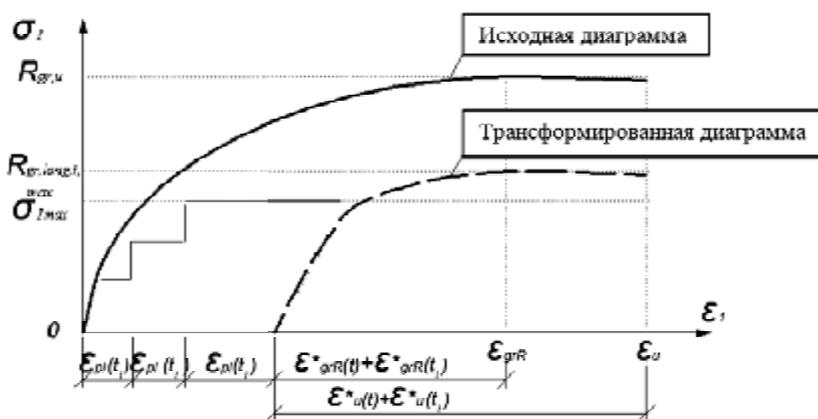


Рис. 3. Исходная и трансформированная диаграммы деформирования грунта (иллюстрация авторов)

На рис. 3  $R_{gr,u}$  – предел прочности грунта при трехосной кратковременной нагрузке;  $R_{gr,long}$  – предел длительного сопротивления грунта при трехосном действии нагрузки;  $\epsilon_{grR}$  – деформации, отвечающие деформациям в вершине диаграммы при статическом нагружении;  $\epsilon_u$  – предельные деформации при кратковременном трехосном сжатии;  $\epsilon_{pl}(t_j)$  – деформации ползучести грунта в момент времени  $t_j$ ; угол наклона диаграмм принимается с учетом изменения вертикального модуля деформации грунта при трехосном нагружении.

Анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований, проведенных И.Т. Мирсяповым и И.В. Королёвой [10], показывает, что при режимных длительных статических и циклических напряжениях происходит изменение модуля деформации, угла внутреннего трения, удельного сцепления между частицами за счёт образования и развития микро и макротрещин в плоскостях предельного равновесия.

Аналитические уравнения поведения грунтов при рассмотренных режимах деформирования оснований и фундаментов зданий разрабатывались на основе пространственной расчетной модели грунта при трехосном сжатии предложенной И.Т. Мирсяповым и И.В. Королёвой [11].

Предельные напряжения в грунте при трехосном режимном нагружении записывается в виде:

$$R_{gr}(t, t_1, N) = \sigma_{lu}(t, t_1, N) = \frac{4A_{sh}}{A_1} \left[ \sigma_v(t, t_1, N) \cdot \cos\alpha_1(t, t_1, N) + \tau_v(t, t_1, N) \cdot \sin\alpha_1(t, t_1, N) \right], \tag{1}$$

где  $A_{sh} = \frac{b^2}{4\cos\alpha_2(t, t_1, N)}$  – площадь граней пирамиды напряжений, а  $A_l = b^2$  – площадь поверхности куба.

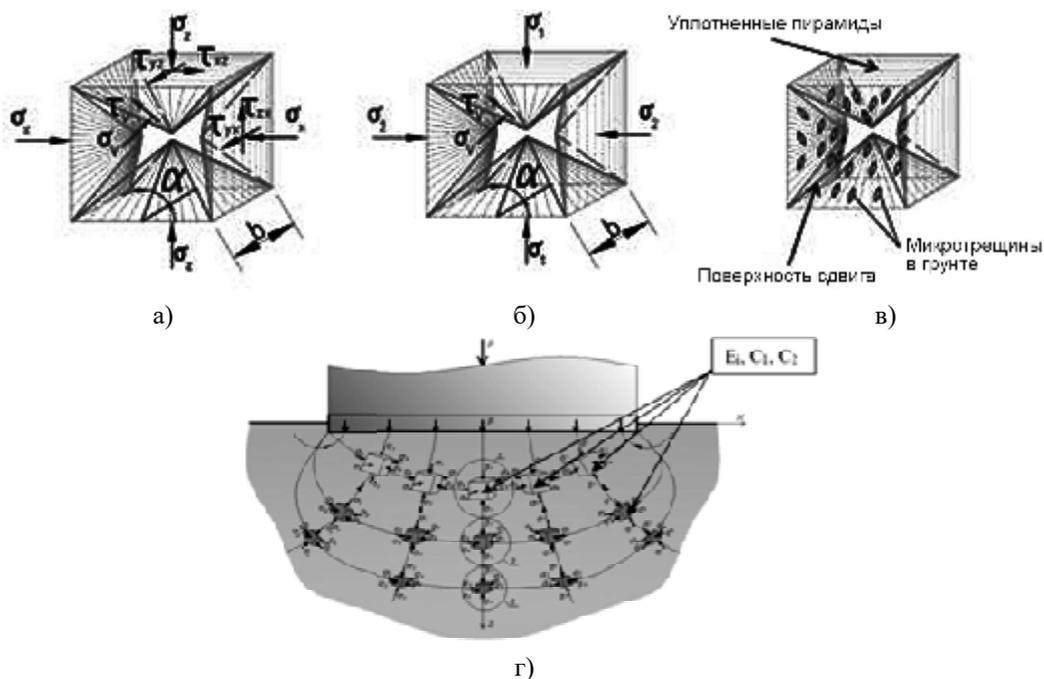


Рис. 4. Напряженное состояние в грунтового массива (иллюстрация авторов):

- а) под фундаментом в пространстве X, Y, Z;
- б) в пространстве главных напряжений на стадии предельного равновесия;
- в) схема развития трещин в плоскостях предельного равновесия;
- г) схема напряженно-деформированного состояния грунтового основания в каждой точке

Нормальные напряжения в виде:

$$\sigma_v(t, t_1, N) = \sigma_1 \cdot l(t, t_1, N) \cdot l'(t, t_1, N) + \sigma_2 \cdot m(t, t_1, N) \cdot m'(t, t_1, N) + \sigma_3 \cdot n(t, t_1, N) \cdot n'(t, t_1, N). \tag{2}$$

Дилатантные напряжения в виде:

$$\sigma_d(t, t_1, N) = \frac{E \cdot \Delta \delta_d}{(1 + \nu) \cdot r}. \tag{3}$$

Сдвиговые напряжения на участке предельного равновесия:

$$\tau_v(t, t_1, N) = S \cdot \text{tg} \varphi_0(t, t_1, N, \tau) + c_0(t, t_1, N, \tau). \tag{4}$$

Деформации ползучести грунта в момент времени  $t_1$  при длительном статическом нагружении определяются по формуле:

$$\varepsilon_{pi}(t_1, t_0) = c_{\infty}(t_1, \tau) \cdot \sigma(t_1, t_0) f(t_1, t_0), \tag{5}$$

где  $f(t_1, t_0) = 1 - e^{-\gamma(t-t_0)}$  – функция роста деформации ползучести;

$\gamma$  – параметр ползучести грунта;

$c_{\infty}(t_1, \tau) = \frac{\varepsilon_{pi}(t_1, \tau)}{R_{gr.u}(t_1, \tau)}$  – предельная мера ползучести грунта в момент времени  $t$ .

После разработки аналитических диаграмм деформирования грунта при режимном нагружении на каждой стадии учитывается изменение модуля деформации грунта, связанное с изменения объемного напряженно-деформированного состояния грунта, ползучести, разгрузки, длительного нагружения, образования и развития микро- и макротрещин в грунтовой массиве основания, который требуется для вычисления коэффициента постели грунта основания  $C_1$  и  $C_2$ :

$$E_1(t, t_1) = \frac{\Delta \sigma_1(t, t_1)}{\Delta \varepsilon_1(t, t_1)}, \tag{6}$$

где  $E_1(t, t_1)$  – вертикальный модуль деформации грунта при трехосном режимном нагружении;

$\Delta \sigma_1(t, t_1)$  – приращение вертикального давления (девиатор) в режиме трехосного нагружения;

$\Delta \varepsilon_1(t, t_1)$  – приращение вертикальных деформаций грунта при трехосном нагружении;

$t$  – время, соответствующее моменту наблюдения;

$t_1$  – время, соответствующее моменту приложения нагрузки.

На каждом этапе, в каждой точке грунтового основания (рис. 4 г) вычисляются коэффициенты для модифицированной модели Пастернака по формулам:

$$C_1 = \frac{E_1(t, \tau)}{H_C(1 - 2\mu_S)}; \quad (7)$$

$$C_2 = \frac{C_1 \cdot H_C(1 - 2\mu_S)}{6(1 - \mu_S)}; \quad (8)$$

$$E_1(t, \tau) = \frac{H_C}{\sum_{i=1}^n \frac{H_C}{u_i \cdot E_{1i}(t, \tau)}}; \quad (9)$$

$$u = \frac{11z^2 \cdot h_i}{H_C}; \quad (10)$$

$$\mu_S = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i \cdot h_i}{H_C}, \quad (11)$$

где  $H_C$  – глубина сжимаемой толщи основания фундаментов,  $u$  – поправочный коэффициент к модулю деформаций грунта, учитывающий неравномерные свойства грунтов по глубине,  $\mu$  – осредненный коэффициент Пуассона грунта по глубине,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта.

Эта модель учитывает изменения коэффициента постели  $C_1$  и  $C_2$  в каждой точке по вертикали и горизонтали (рис. 4 г), т.е. принимаются переменные коэффициенты постели по вертикали и горизонтали грунтового массива основания.

### Результаты численных исследований

На основании вышеприведенной методики были проведены численные исследования напряженно-деформированного состояния грунтов основания фундаментов рассматриваемого здания в программном комплексе ЛИРА-САПР, реализующем метод конечных элементов, с учетом влияния глубокого котлована с использованием модифицированной расчетной модели Пастернака на основе аналитической расчетной модели грунта при трехосном режимном нагружении. Полученные результаты расчетов подтверждают общую картину деформирования исследуемого здания.

### Заключение

1. Разработана пространственная расчетная модель здания и грунтов основания фундаментов, учитывающая совместное реформирование системы «грунтовое основание – фундамент – надземная часть здания», позволяющая вычислить осадки основания фундамента с учетом предыстории нагружения, образования и развития дефектов структуры грунта в процессе режимного длительного нагружения.

2. Предложенная модель расчета апробирована при оценке осадок трехэтажного здания с одним подземным этажом. Полученные результаты расчёта показывают хорошую сходимость (погрешность 15 %) с результатами мониторинга деформаций здания.

3. Численные исследования показали, что под фундаментами здания происходят как вертикальные, так и горизонтальные деформации. В зоне горизонтальных деформаций более 5 мм оказывается больше половины здания. Деформации основания приводят к деформации всего каркаса здания и к дополнительным непроектным усилиям в конструкциях. Максимальные горизонтальные и вертикальные перемещения фундаментов составили 40 и 70 мм соответственно.

### Список библиографических ссылок

1. Katzenbach R., Leppla S., Ramm H., Seip M., Kuttig H. Design and construction of deep foundation systems and retaining structures in urban areas in difficult soil and groundwater conditions // *Procedia Engineering*. 2013. № 57. P. 540–548.
2. Liu Y., Xiang B., Fu M. Observed Performance of a Large-Scale Deep Triangular Excavation in Shanghai Soft Clays // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2019. № 4 (37). P. 2791–2809.
3. Dong Y., Burd H. J., Houlsby G. T. Finite element study of deep excavation construction

- processes // Soils and Foundations. 2017. № 6 (57). P. 965–979.
4. Kayumov R. A., Tazyukov B. F., Mukhamedova I. Z. Identification of Mechanical Characteristics of a Nonlinear-Viscoelastic Composite by Results of Tests on Shells of Revolution // Mechanics of Composite Materials. 2019. № 2 (55). P. 171–180.
  5. Wang W., Griffiths D. V. Case study of slope failure during construction of an open pit mine in Indonesia // Canadian Geotechnical Journal. 2019. № 5 (56). P. 636–648.
  6. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases : Proceedings of the 8<sup>th</sup> Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground / TC204 ISSMGE. Seoul, 2014. P. 401–404.
  7. Boudaa S., Khalfallah S., Bilotta E. Static interaction analysis between beam and layered soil using a two-parameter elastic foundation // International Journal of Advanced Structural Engineering. 2019. № 1 (11). P. 21–30.
  8. Bhaduri A., Choudhury D. Serviceability-Based Finite-Element Approach on Analyzing Combined Pile-Raft Foundation // International Journal of Geomechanics. 2020. № 2 (20).
  9. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. Strength and Deformability of Clay Soil Under Different Triaxial Load Regimes that Consider Crack Formation // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2016. № 1 (53). P. 5–11.
  10. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. The strength and deformability of clay soils under the regime spatial stress state in view of cracking // Grounds, foundations and soil mechanics. 2016. № 1. P. 16–23.
  11. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. Long-term Settlements Assessment of High-rise Building Groundbase Based on Analytical Ground Deformation Diagram // Procedia Engineering. 2016. № 165. P. 519–527.

**Mirsayapov Ilizar Talgatovich**

doctor of technical sciences, professor

E-mail: [mirsayapov1@mail.ru](mailto:mirsayapov1@mail.ru)

**Aysin Niyaz Nailovich**

post-graduate student

E-mail: [zarejay@gmail.com](mailto:zarejay@gmail.com)

**Kazan State University of Architecture and Engineering**

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

**Growth of vertical deformations of building in an influence zone of deep pit****Abstract**

*Problem statement.* Existing calculation methods of building settlement are based on the case of a single short-term static loading. These methods are not able to take into account the actual loading conditions of soil subgrade, including a change in the mechanical characteristics of soils in the previous stages of loading, the manifestation of rheological properties over time, the formation and development of cracks, as well as changes in loading conditions. This paper provides a methodology for calculating settlements, taking into account the abovementioned changes of soil parameters and loading conditions.

*Results.* The proposed calculation method takes into account changes in the tridimensional stress-strain state of the soil, creep, unloading, prolonged loading, formation and development of micro- and macrocracks in the soil mass of the subgrade. It is based on a modified Pasternak model. The model modified by transforming the soil deformation diagrams under triaxial long-term loading. The ultimate stresses in the soil, taking into account the history of loading, formation and development of cracks in the soil, are determined based on the calculation model of the soil under three-axial compression.

*Conclusions.* The significance of the results obtained for the construction industry is that the developed method allows you to get more reliable results. The developed method was tested on a real reconstructed object. The deformation plots and settlement values obtained as a result of calculations were confirmed by the results of monitoring.

**Keywords:** foundation, subgrade, soil, deep pit, interaction, rheology, calculation method, Pasternak, nonlinear deformation.

### References

1. Katzenbach R., Leppla S., Ramm H., Seip M., Kuttig H. Design and construction of deep foundation systems and retaining structures in urban areas in difficult soil and groundwater conditions // *Procedia Engineering*. 2013. № 57. P. 540–548.
2. Liu Y., Xiang B., Fu M. Observed Performance of a Large-Scale Deep Triangular Excavation in Shanghai Soft Clays // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2019. № 4 (37). P. 2791–2809.
3. Dong Y., Burd H. J., Houlsby G. T. Finite element study of deep excavation construction processes // *Soils and Foundations*. 2017. № 6 (57). P. 965–979.
4. Kayumov R. A., Tazyukov B. F., Mukhamedova I. Z. Identification of Mechanical Characteristics of a Nonlinear-Viscoelastic Composite by Results of Tests on Shells of Revolution // *Mechanics of Composite Materials*. 2019. № 2 (55). P. 171–180.
5. Wang W., Griffiths D. V. Case study of slope failure during construction of an open pit mine in Indonesia // *Canadian Geotechnical Journal*. 2019. № 5 (56). P. 636–648.
6. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases : Proceedings of the 8<sup>th</sup> Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground / TC204 ISSMGE. Seoul, 2014. P. 401–404.
7. Boudaa S., Khalfallah S., Bilotta E. Static interaction analysis between beam and layered soil using a two-parameter elastic foundation // *International Journal of Advanced Structural Engineering*. 2019. № 1 (11). P. 21–30.
8. Bhaduri A., Choudhury D. Serviceability-Based Finite-Element Approach on Analyzing Combined Pile-Raft Foundation // *International Journal of Geomechanics*. 2020. № 2 (20).
9. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. Strength and Deformability of Clay Soil Under Different Triaxial Load Regimes that Consider Crack Formation // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2016. № 1 (53). P. 5–11.
10. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. The strength and deformability of clay soils under the regime spatial stress state in view of cracking // *Grounds, foundations and soil mechanics*. 2016. № 1. P. 16–23.
11. Mirsayapov Ilizar T., Koroleva I. V. Long-term Settlements Assessment of High-rise Building Groundbase Based on Analytical Ground Deformation Diagram // *Procedia Engineering*. 2016. № 165. P. 519–527.