



УДК 624.131

Мирсайапов И.Т. – доктор технических наук, профессор

E-mail: mirsayapov@kgasu.ru

Королева И.В. – аспирант

E-mail: korolewa@kgasu.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ДЕЙСТВИИ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

АННОТАЦИЯ

Предлагается методика расчета несущей способности и деформаций основания фундаментов при длительном нелинейном деформировании грунтов. Объемная деформация грунта во времени описывается в соответствии с теорией наследственной ползучести в виде суммы деформаций изменения объема и деформаций изменения формы с учетом их взаимовлияния. При расчете несущей способности основания рассматривается стадия сплошного развития зон предельного равновесия, которое достигается для оснований фундаментов при окончании формирования жесткого ядра, деформирующего основание.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: глинистый грунт, несущая способность, осадка основания, длительное деформирование, предельное равновесие, предельное критическое давление.

Mirsayapov I.T. – doctor of technical sciences, professor

Koroleva I.V. – post-graduate student

Kazan State University of Architecture and Engineering

CALCULATION OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENTS OF THE BASES AT LONG ACTION OF STATIC LOADING

ABSTRACT

Propose the method of calculation of bearing capacity and settlements of the bases at long-term nonlinear deformations soils. Volume strain in time present according to the theory hereditary creep as the sum of deformations of volume and the form taking into account interference. At calculation of bearing capacity of the basis the stage of continuous development of zones of limiting balance which is reached for the bases of the foundations at the termination of formation of the rigid kernel deforming the basis is considered.

KEYWORDS: clay soil, bearing capacity, a settlement, long deformation, limiting balance, limiting critical pressure.

Согласно существующей нормативной методике грунтовые основания проектируются по первой и второй группам предельных состояний: основания должны быть прочными и устойчивыми, а их деформации – ограниченными, что обеспечивает нормальные условия эксплуатации возводимых зданий и сооружений. Существующие аналитические методы расчета несущей способности и осадок оснований фундаментов дают значительные расхождения между фактическими и расчетными величинами и требуют дальнейшего развития с более точным учетом расчетной схемы, прочностных и деформационных параметров грунтов, изменения реологических свойств и напряженно-деформированного состояния во время длительной эксплуатации зданий и сооружений. Развитие и уточнение методов расчета несущей способности и осадок особенно актуально для оснований, сложенных глинистыми грунтами, для которых учет фактора времени играет существенную роль.

В глинистых грунтах напряженно-деформированное состояние меняется со временем и зависит от режима нагружения. Экспериментальные исследования показывают, что деформирование и прочность грунтов существенно зависят от траектории нагружения, начальной плотности и влажности, соотношения девиаторной и шаровой частей тензора напряжений, что связано с эффектом стесненной дилатансии.

Существующие исследования показывают, что под подошвой фундаментов возникает

пространственное напряженное состояние, которое в каждой точке характеризуется компонентами тензора девиатора S_{ij} и шарового тензора s_{ij} , соотношение между которыми различно при переходе от точки к точке основания.

В предельном по прочности состоянии поверхность скольжения (разрушения) в каждой точке (элементарном объеме) формируется и ориентируется определенным образом по отношению к направлению действия главных напряжений $s_1 \geq s_2 \geq s_3$ [5].

Экспериментальными исследованиями глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии [2-4] установлены картина, схема и механизм разрушения опытных образцов, определены физико-механические характеристики грунта из характерных зон образца.

В процессе анализа результатов экспериментальных исследований установлено, что девиаторное нагружение и длительная выдержка при девиаторном нагружении сопровождаются возникновением и развитием множества поверхностей сдвига и разрывов сплошности грунта образца, положение которых меняется в процессе увеличения девиатора и во времени, и, следовательно, отрицательная дилатансия (разрыхление) глинистого грунта при длительном трехосном сжатии локализуется в пределах потенциально возможных площадок предельного равновесия [3] и происходит в стесненных условиях.

Расчет несущей способности

Расчет основания по несущей способности выполняется с целью обеспечения прочности и устойчивости оснований. Согласно СНиП 2.02.01-83* несущая способность основания считается обеспеченной при выполнении условия:

$$F \leq g_c \cdot F_n / g_n, \quad (1)$$

где F – расчетная нагрузка;

F_n – предельная несущая способность основания;

g_c – коэффициент условия работы;

g_n – коэффициент надежности.

При расчете несущей способности основания используется предельное критическое напряжение, соответствующее полному исчерпанию несущей способности грунта и сплошному развитию зон предельного равновесия, что достигается для оснований фундаментов при окончании формирования жесткого ядра, деформирующего основания и распирающего грунта в стороны (рис. 1).

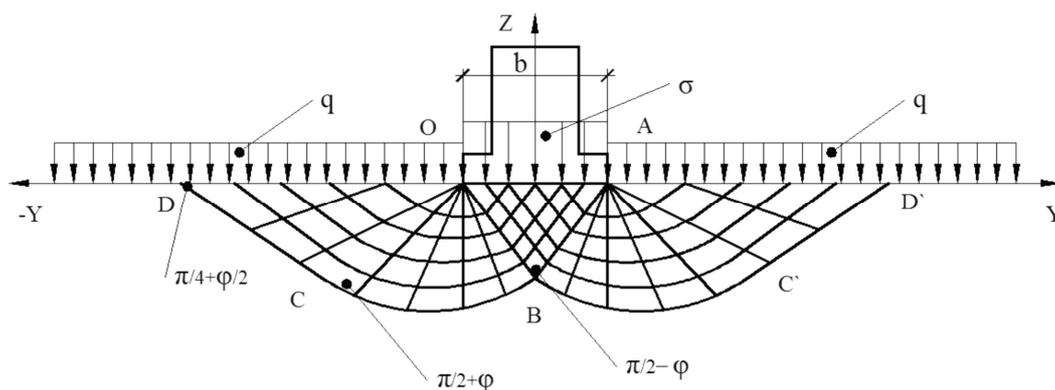


Рис. 1. Расчетная схема к определению предельной несущей способности основания фундамента при длительном нагружении

В соответствии с действующими нормами проектирования оснований фундаментов при оценке несущей способности основания расчетное сопротивление под подошвой фундамента определяется по формуле:

$$R_n = N_g \cdot x_g \cdot b \cdot g_1 + N_q \cdot x_q \cdot g_1 \cdot d + N_c \cdot x_c \cdot C_1, \quad (2)$$

где N_g, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности грунта под подошвой фундамента, зависящие от угла внутреннего грунта j_i :

$$\begin{cases} N_g = f(j_1)(N_q - 1) \cdot tgj_1; \\ N_q = tg^2(45^\circ + j_1/2) \cdot e^{pgj_1}; \\ N_c = (N_q - 1)/tgj_1. \end{cases} \quad (3)$$

X_g, X_q, X_c – коэффициенты, зависящие от соотношения длины и ширины подошвы фундамента $h = \frac{l}{b}$,

$$x_g = 1 - 0.25/h; \quad x_q = 1 + 1.5/h; \quad x_c = 1 + 0.3/h; \quad (4)$$

g_1, g'_1 – удельный вес грунтов под подошвой фундамента, находящихся в пределах возможной призмы выпирания, соответственно, ниже и выше подошвы фундамента.

Расчетные показатели j_1, C_1 определяют по ГОСТ 12248-96 «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости».

Таким образом, значение предельного расчетного сопротивления R_n и предельной нагрузки P_n зависит от угла внутреннего трения j_1 и удельного сцепления C_1 .

Для грунтов, обладающих реологическими свойствами, угол внутреннего трения $j_1^{(t)}$ и удельное сцепление $C_1(t)$ не являются постоянными величинами, а зависят от времени действия и режима длительного нагружения [4].

В расчет вводятся предельно – длительные значения $j_1(t)$ и $C_1(t)$ соответствующие моменту времени $t = t_{экс}$ или $t = t_n$,

где $t_{экс}$ – время – срок эксплуатации сооружения;

t_n – время наблюдения, при котором определяется предельная несущая способность основания.

Значения угла внутреннего трения $j_1(t)$ и удельного сцепления $C_1(t)$ определяются в зависимости от ориентации потенциально возможных площадок предельного состояния, которая в общем случае не постоянна, а изменяется в процессе неупругого деформирования грунта [4] (рис. 2).

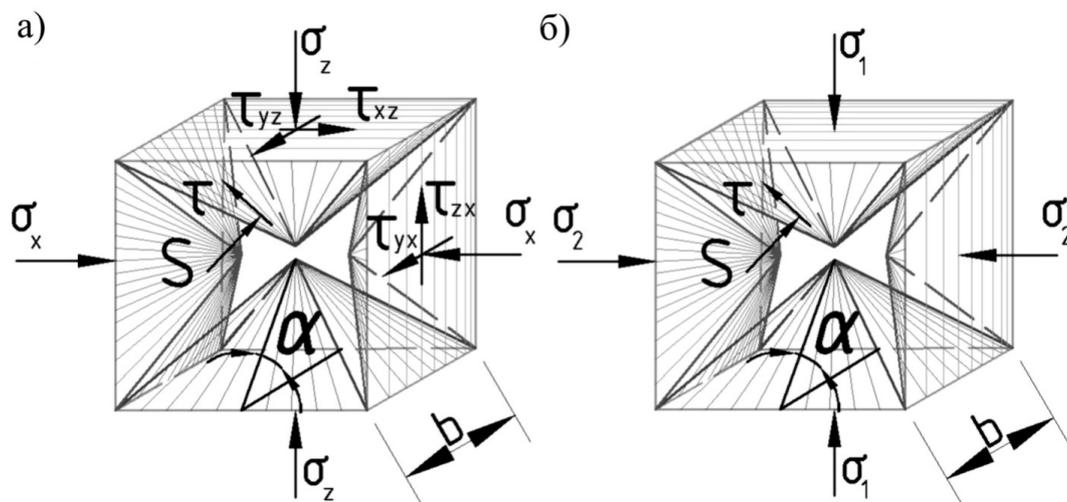


Рис. 2. а – Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве X, Y, Z в произвольный момент времени t в допредельном состоянии;
 б – Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве главных напряжений на стадии предельного равновесия (напряжения S_y и S_z условно не показаны)

В соответствии с результатами проведенных исследований значение удельного сцепления при длительном трехосном нагружении представляется в виде:

$$C_0(t, t_1) = C_0(t_1) \cdot m(t, t_1) \cdot I(t, t_1) \cdot \sqrt{\frac{K(t_1)}{K(t)} \cdot \frac{1}{1 + K(t_1) \cdot C(t, t_1)}}, \quad (5)$$

где $C(t, t)$ – мера объемной ползучести грунта;
 $m(t, t_1)$ – функция упрочнения за счет восстановления водно-коллоидных связей;
 $I(t, t_1)$ – функция упрочнения за счет восстановления структурных связей грунта при длительном деформировании;
 $K(t_1)$ – начальное значение объемного модуля деформации грунта;
 $K(t)$ – текущее значение объемного модуля деформации грунта.

Изменение угла внутреннего трения грунта определяется исходя из условия $a = 45^\circ \pm \frac{j}{2}$.

Тогда $j(t) = \frac{P}{2} - 2a(t)$, где $a(t)$ – переменный во времени угол наклона площадок скольжения к плоскости, перпендикулярной к S_1 .

Переменный во времени угол наклона площадки скольжения можно представить в виде:

$$a(t) = \arccos(l'), \quad (6)$$

$$\text{где } (l')^2 = \frac{1}{3} \cdot \frac{3de_2 \cdot de_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3I_1I_3}}{(de_1 - de_2)(de_1 - de_3)};$$

de_1, de_2, de_3 – приращения главных деформаций;

$I_1 = de_1 + de_2 + de_3, I_2 = de_1 \cdot de_2 + de_2 \cdot de_3 + de_3 \cdot de_1, I_3 = de_1 \cdot de_2 \cdot de_3$ – первый, второй и третий инварианты приращения деформаций.

Основываясь на том, что при длительном трехосном сжатии приращение деформаций происходит в основном за счет деформаций ползучести, выражения для вычисления приращения деформаций примут вид:

$$\begin{cases} de_1(t) = \frac{1}{E(t)} \int_t^t K_0(t, t) \cdot S_1(t) \cdot dt; \\ de_2(t) = \frac{1}{E(t)} \int_t^t K_0(t, t) \cdot S_2(t) \cdot dt; \\ de_3(t) = \frac{1}{E(t)} \int_t^t K_0(t, t) \cdot S_3(t) \cdot dt; \end{cases} \quad (7)$$

где $K_0(t, t)$ – ядро объемной ползучести;

$E(t)$ – модуль деформации.

Следовательно, ориентация потенциально возможных площадок предельного состояния (сдвига) в процессе неупругого деформирования изменяется в соответствии с формулой:

$$a(t, t) = \arccos \sqrt{\frac{1}{3} \cdot \frac{3de_2(t) \cdot de_3(t) - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3I_1I_3}}{(de_1(t) - de_2(t))(de_1(t) - de_3(t))}}. \quad (8)$$

Тогда безразмерные коэффициенты несущей способности при длительном неупругом деформировании принимают вид:

$$\begin{cases} N_g = f(j_1(t))(N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \left[\frac{p}{2} - 2a(t, t) \right]; \\ N_q = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{p}{4} + \frac{p}{4} - a(t, t) \right] \cdot e^{\operatorname{prg} \left[\frac{p}{2} - 2a(t, t) \right]}; \\ N_c = (N_q - 1) / \operatorname{tg} \left[\frac{p}{2} - 2a(t, t) \right]. \end{cases} \quad (9)$$

Предложенные изменения позволяют оценить предельную несущую способность грунтового основания фундаментов при длительном нагружении с учетом деформированного состояния грунта.

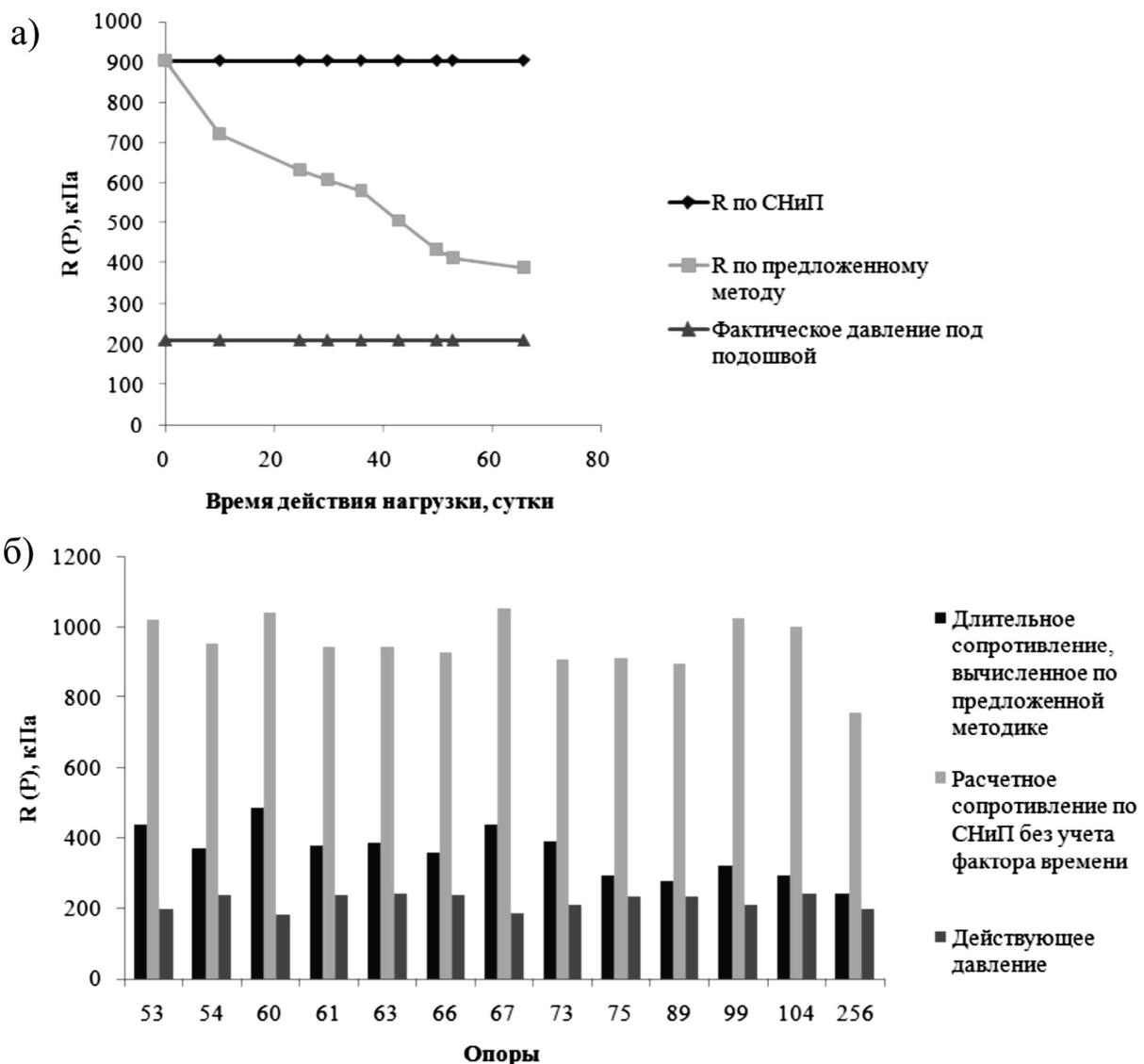


Рис. 3. а – График изменения прочности грунта во времени (для основания фундамента опоры № 73);
 б – Гистограмма сопоставления значений прочности оснований фундаментов 13 опор по различным методам

Сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными фактических давлений приведено на рис. 3. Как видно из рисунка, происходит существенное снижение значения предельного критического давления на основание во времени, при этом конечная

величина остается выше фактического давления на основание, принятого при проектировании.

Расчет осадок

В строгой постановке расчет осадок оснований сооружений производится численными методами. Однако и инженерные методы расчета могут включать элементы учета траектории нагружения основания. Инженерные методы расчета должны включать не только особенности деформирования грунта, которые можно определить по компрессионным зависимостям, но и те, которые обусловлены пространственным напряженным состоянием грунта.

Предлагается инженерный метод расчета осадок оснований фундаментов, в основу которого положен метод послойного суммирования с учетом пространственного напряженно-деформируемого состояния грунтового массива и длительности действия нагрузки.

Природное напряженное состояние от действия собственного веса глинистого грунта принимаем из условия одномерного уплотнения с коэффициентом бокового давления $\chi = \frac{K_v - 2G_v}{K_v + 4G_v}$.

Высота сжимаемой толщи определена по СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений»:

$$H_s = Z; \quad s_z = 0,2s_{zp}, \quad (10)$$

где H_s – мощность сжимаемой толщи, принимаемой на глубине Z ;

s_z – вертикальное нормальное напряжение на глубине Z от дополнительной нагрузки на основание по оси сооружения;

s_{zp} – вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта основания на глубине Z .

Значения для эпюр дополнительных вертикальных напряжений по оси фундамента (квадратного штампа) на глубине Z можно определить по общепринятой нормативной методике. Значения горизонтальных составляющих напряжений по центральной оси могут быть определены из решений теории упругости. Следует отметить, что для центральной оси вертикальные и горизонтальные напряжения являются главными.

Зная компоненты вертикальных напряжений в различных точках основания, можно определить среднее напряжение и интенсивность напряжений:

$$s = \frac{s_x + s_y + s_z}{3}, \quad (11)$$

$$s_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + (s_y - s_z)^2 + (s_z - s_x)^2 + 6 \cdot (t_{xy}^2 + t_{yz}^2 + t_{zx}^2)}. \quad (12)$$

По значениям среднего напряжения и интенсивности напряжений определяем приращение инвариантов тензора деформаций: приращение объемной деформации и интенсивности деформаций.

Переход от инвариантов тензора деформаций к осевой деформации e_z в случае расчета деформаций по центральной оси фундамента, учитывая совпадение осей главных напряжений и главных деформаций с центральной осью фундамента, можно осуществить:

При совпадении осей главных напряжений и деформаций с центральной осью штампа:

$$\left. \begin{aligned} e_v &= e_1 + e_2 + e_3; \\ e_i &= \frac{2}{3}(e_1 - e_3) \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

В иных случаях используем условие соосности тензоров приращений напряжений и деформаций:

$$\frac{\Delta(e_x - e_y)}{\Delta(s_x - s_y)} = \frac{\Delta(e_y - e_z)}{\Delta(s_y - s_z)} = \frac{\Delta(e_z - e_x)}{\Delta(s_z - s_x)} = \frac{\Delta e}{\Delta s_i} = c. \quad (14)$$

Определяем условные модули, характеризующие переход из природного состояния

основания в состояние после приложения местной нагрузки:

$$K_v = \frac{\Delta S}{\Delta e_v}, \tag{15}$$

$$G_v = \frac{\Delta S_i}{3\Delta e_i}. \tag{16}$$

Модули (15) и (16) могут быть представлены параметрами закона Гука в приращениях напряжений и деформаций для шага нагружения.

Тогда приращение осевой деформации, полученное из закона Гука в приращениях:

$$\Delta e_z = \frac{\Delta S_z}{G_v} - \Delta S \cdot \frac{3K_v - G_v}{3K_v \cdot G_v}. \tag{17}$$

Затем учитывается влияние длительности действия нагрузки. Для этого модули $K_v(t)$ и $G_v(t)$ представляются в виде:

$$K_v(t) = \frac{\Delta S}{\Delta e_v + \Delta e_v(t)}, \tag{18}$$

$$G_v(t) = \frac{\Delta S_i}{3(\Delta e_i + \Delta e_i(t))}, \tag{19}$$

где $\Delta e_i(t) = s_i \cdot K_g(t, t)$; $\Delta e_v(t) = s \cdot K_v(t, t)$.

Полученные значения приращений деформаций для центральной оси и под угловой точкой являются следствием действия местной нагрузки как догружения основания, находящегося под действием начального напряженного состояния, обусловленного собственным весом грунта.

Осадка основания, разделенного на равные слои до условной глубины сжимаемой толщи,

$$S = \sum_{i=1}^n e_{zi} \cdot h_i. \tag{20}$$

Проведено сопоставление результатов расчетов с данными натуральных наблюдений за осадками оснований фундаментов опор трубопровода. Как видно из рис. 4 и 5, данные, полученные на основе расчетной модели, показали хорошую сходимость с результатами натуральных наблюдений.

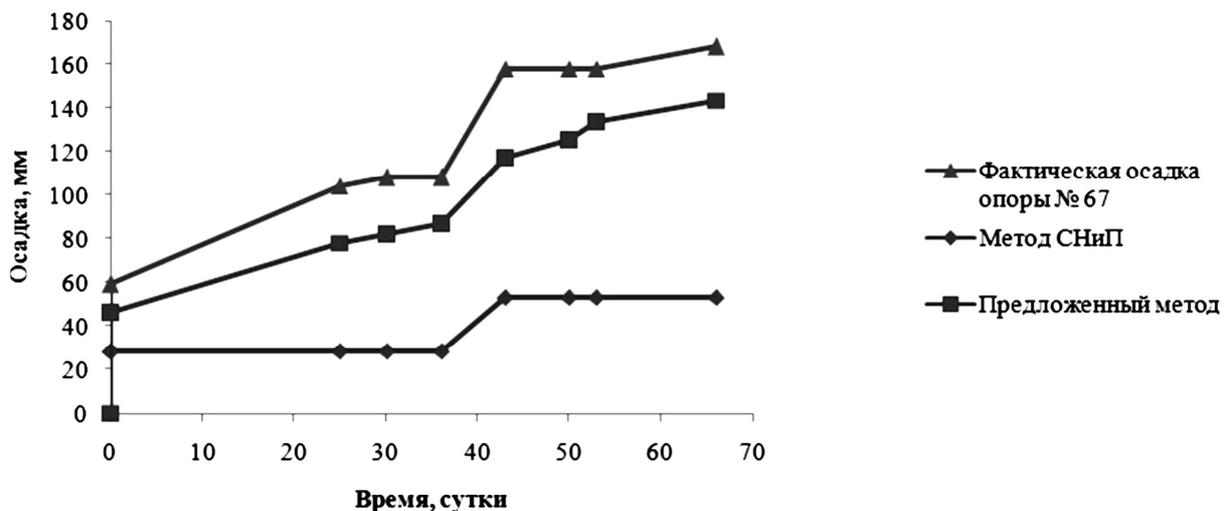


Рис. 4. График развития осадок во времени (для основания фундамента опоры № 67)

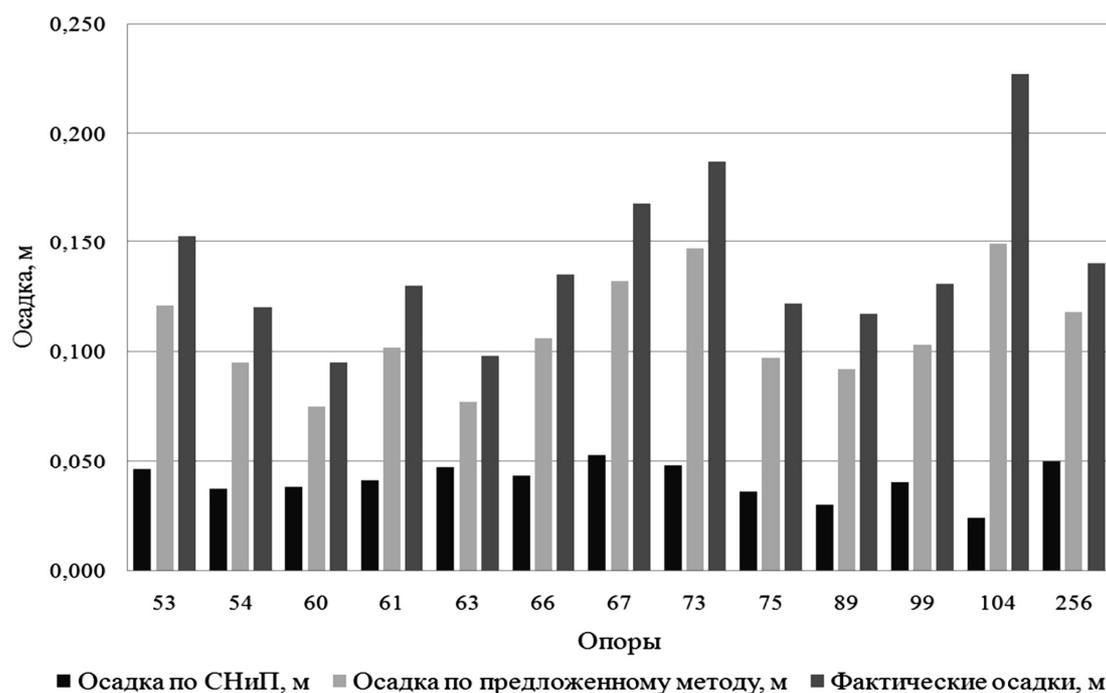


Рис. 5. Гистограмма сопоставления конечных осадок оснований фундаментов 13 опор по различным методам

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1978. – 447 с.
2. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Деформации глинистых грунтов при трехосном режимном длительном нагружении. Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сборник трудов научно-технической конференции / Санкт-Петербургский госуд. архит.-строит. ун-т. – СПб., 2010. – С. 253-257.
3. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Физико-механические свойства глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии. // Вестник гражданских инженеров, 2011, № 1 (26). – С. 82-87.
4. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Расчетная модель длительного нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии. // Известия КазГАСУ, 2011, № 2 (16). – С.121-128.
5. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005. – 488 с.

REFERENCES

1. Vyalov S.S. Rheological principles of soil mechanics. – M.: HSPH, 1978. – 447 p.
2. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Deformation of clay soil for long operational triaxial compression. The collection of proceedings/ Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering. – SPb., 2010, – P. 253-257.
3. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Physic and mechanical properties of clay soils an long triaxial compression. // Bulletin of Civil Engineers, 2011, № 1 (26). – P. 82-87.
4. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Designed model of long nonlinear deformation of clay soil in a complex stress state. // News of the KSUAE, 2011, № 2 (16). – P. 121-128.
5. Ter-Martirosyan Z.G. Soil mechanics. – M.: Publishers ASV, 2005. – 488 p.