Лушников В.В. Оценка двух нормативных методов расчета осадок фундаментов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 4. – С. 15–30. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.4.02

Lushnikov V.V. Evaluation of two normative methods of calculation deformations of foundations. *PNRPU Bulletin. Construction and Architecture*. 2016. Vol. 7, no. 4. Pp. 15-30. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.4.02

ВЕСТНИК ПНИПУ.
СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА
Т. 7, № 4, 2016
PNRPU BULLETIN.
CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE
http://vestnik.pstu.ru/arhit/about/inf/

DOI: 10.15593/2224-9826/2016.4.02
УДК 624.131.526

ОЦЕНКА ДВУХ НОРМАТИВНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

В.В. Лушников

УралНИИпроект РААСН, Екатеринбург, Россия

О СТАТЬЕ

Получена: 01 августа 2016
Принята: 17 августа 2016
Опубликована: 28 декабря 2016

Ключевые слова:
осадки фундаментов зданий и сооружений, сходства и различия методов расчета, предложения по дальнейшему развитию методов

АННОТАЦИЯ

Описаны два метода расчета осадок фундаментов в нормативных документах промышленно-гражданского и гидротехнического строительства. Оба документа используют общие исходные гипотезы, основанные на решениях теории упругости, но разные допущения относительно способов получения исходных данных, условий на границах обсуждаемой задачи, коэффициентов перехода от одного испытания к другому и т.д. Обсуждаются перспективы дальнейшего сближения нормативов.

© ПНИПУ

© **Лушников Владимир Вениаминович** – доктор технических наук, профессор.

Vladimir V. Lushnikov – Doctor of Technical Sciences, Professor.

EVALUATION OF TWO NORMATIVE METHODS OF CALCULATION DEFORMATIONS OF FOUNDATIONS

V.V. Lushnikov

UralNIIproject RAASN, Ekaterinburg, Russian Federation

ARTICLE INFO

Received: 01 August 2016
Accepted: 17 August 2016
Published: 30 September 2016

Keywords:
precipitation of foundations of buildings and structures, the similarities and differences between calculation methods, proposals for further development of methods

ABSTRACT

The article is sufficiently described process not only convergence, but also the continuing differences between the two methods of calculating the residue of the Foundation in the normative documents civil, industrial and hydrotechnical construction. Both standards use a common reference hypothesis of the theory of elasticity, but different assumptions about the initial data, boundary conditions of the considered problems, the ways of transition from one trial to another, etc. Discusses the prospects for further convergence of standards.

© PNRPU

Введение

Представляет интерес не только постепенное сближение, но и сохраняющееся различие двух методов расчета осадок в нормативных документах промышленно-гражданского (ПГС-нормативы) и гидротехнического строительства (ГТС-нормативы). Общая для нормативов сфера деятельности – здания и сооружения, включая объекты, расположенные на участках гидротехнических сооружений.

Цепочки нормативных документов следующие:

– ПГС-нормативов: ОСТ 9004-38; НиТУ 6-48; НиТУ 127-55; СНиП II-Б.1-62; СНиП II-15-74; СНиП 2.02.01-83*; СП 50-101-2004; СП 22.13330.2011; разрабатывались НИИОСПом (ранее ВодГЕО);

– ГТС-нормативов: СНиП II-Б-3-62; СНиП II-16-76; СНиП 2.02.02-85; СП 23.13330.2011; разрабатывались во ВНИИГидротехники, Гидропроекте и других организациях гидротехнического профиля.

На первых этапах различия в методах расчетов были весьма существенны, что объясняется принадлежностью организаций к различным ведомствам и даже секретностью на определенном этапе их существования. Но с 1960-х гг., когда в технической печати и на общесоюзных конференциях стали обсуждаться общие проблемы, различия стали постепенно сглаживаться. Это можно увидеть, сравнивая последние редакции упомянутых нормативов СП 22.13330.2011 и СП 23.13330.2011 (далее сокращенно – главы СП 22 и СП 23): сближение методов очевидно, но многие существенные различия по-прежнему сохраняются. Эти сходства и различия служат основным предметом обсуждения в настоящей статье.

В 30–60-е гг. XX в., когда решения теории упругости стали использовать в расчетах грунтовых оснований, в среде фундаментостроителей появился оптимизм: возникла механика грунтов, с помощью которой можно преодолеть веками сложившийся эмпиризм. Казалось, что эта наука может стать вровень со знаменитым сопроматом, который формировал мировоззрение инженеров-строителей. Авторитету новой науки способствовало

создание в 1936 г. Карлом Терцаги Международного общества геотехников (ISSMGE). В России с 1957 г. функционирует его подразделение – Российское общество по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ).

Обсуждаемая в статье проблема расчета осадок фундаментов методом послойного суммирования – одна из первых, решаемых с использованием методов теории упругости, которая стала общим фоном при разработке первых ПГС- и ГТС-нормативов.

Первое общее правило для обоих нормативов: распределение напряжений под рассчитываемым фундаментом первые ПГС- и ГТС-нормативы устанавливали по решениям теории упругости, но только с учетом вертикальных составляющих тензора напряжений.

Второе общее правило начальных нормативов: установление характеристик сжимаемости по результатам компрессионных испытаний образцов грунтов, что можно оценить как результат преувеличенного в те годы представления о возможностях теории упругости. Действительно, с позиций этой теории безразлично, как испытываются вещества на сжимаемость – либо как взятый из массива образец и испытанный методом одноосного сжатия или компрессии, либо как результат пробного испытания нагрузкой (штампом), если при анализе тех и других испытаний используется соответствующая краевая задача той же теории.

Третье общее правило: во всех ПГС- и ГТС-нормативах значения коэффициентов уменьшения напряжений по глубине α приводятся для бесконечно большого отношения длины l и ширины $d = 2b$ ленточного фундамента ($\eta = l / b \geq 100$). Логичнее было бы ввести значения α при $\eta = 10$, поскольку теория упругости преувеличивает распределительную способность грунтов. Поясняя эту особенность теории упругости, профессор М.И. Горбунов-Посадов даже назвал ее излишне «звонкой» [1].

В табл. 1 влияние параметра η на осадку S ленточного фундамента и сжимаемую зону H_c иллюстрируется расчетами по одному из прежних ПГС- и ГТС-нормативов при глубине заложения $d = 2$ и 5 м, давлении по подошве $p = 300$ кПа, удельном весе грунта $\gamma = 18$ кН/м^3, модуле деформации грунта $E = 10$ МПа, коэффициенте бокового расширения $\beta = 0{,}8$ и едином условии на границе сжимаемой зоны $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$.

Таблица 1

Осадка S и сжимаемая зона H_c при различных $\eta = l / b$

Table 1

The settlement S and the compressible area H_c in various $\eta = l / b$

Ленточный фундамент: $d = 2$ м, $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$								
СНиП 2.02.01-83*	$b = 1$ м		$b = 2$ м		$b = 4$ м		$b = 10$ м	
	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м
$\eta = 10$	4,5	5,9	8,2	9,0	15,1	14,0	31,8	23,0
$\eta = 100$	4,7	6,5	8,5	9,4	15,1	14,0	31,8	23,0
Ленточный фундамент: $d = 5$ м, $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$								
$\eta = 10$	4,2	4,9	7,8	7,8	14,4	12,4	30,5	21,0
$\eta = 100$	4,4	5,3	8,1	8,2	14,5	12,4	30,5	21,0

Несмотря на то что до относительной глубины $\xi = 2z/b \leq 2{,}4$ значения α в обоих нормативах не различаются до трех знаков после запятой, при $\xi = 4$ различие составляет только 0,9 %, при $\xi = 8$ оно увеличивается до 7,6 %, при $\xi = 10$ – до 11 %, а при $\xi = 12$ – до 16,9 %.

Приведенные в табл. 1 расчеты по одному из прежних ПГС-нормативов свидетельствуют о небольшом увеличении осадки S и сжимаемой зоны H_c при $\eta \geq 100$ только для небольших размеров ленты, поскольку напряжения (например, при b = 1 м) достигают больших относительных глубин (до ξ = 13). На таких глубинах значения α существенно меньше; при $b > 2$ м различия в S и H_c почти нет. Тем не менее предложения о включении в таблицы обсуждаемых нормативов значений α при η = 10 следует оценивать как принципиальные, поскольку они ограничивают преувеличенную распределительную способность.

Кроме того, в статье [2] отмечалось, что с использованием таблиц главы СП 22 нарушается корректность, «гладкость» интерполяции. Например, согласно прямому расчету прямоугольного фундамента шириной b = 1 м, длиной l = 6 м (η = 6), глубиной заложения d = 2 м осадка при условии $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$ составила S = 4,15 см, сжимаемая зона H_c = 5,3 м. Если же значения α принять по интерполяции между табличными значениями η = 5 и $\eta \geq 10$ (фактически они рассчитаны при $\eta \approx 100$), осадка уменьшится на 12 % (до S = 3,7 см) при сохранении той же сжимаемой зоны H_c = 5,3 м. Это означает, что рассчитываемый прямоугольный фундамент при принятом η = 6 превращается в ленточный, поскольку в результате интерполяции значения α стали относиться к фактическим значениям η = 10–20.

Далее обсуждаются различия между методами.

1. Условия на границе сжимаемой зоны

Решения теории упругости приводят к бесконечному по глубине распространению напряжений σ_{zp}, поэтому было введено ограничение их долей вертикальных напряжений от веса грунта σ_{zg}.

В нормах ПГС сначала было принято $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$, в нормах ГТС – $\sigma_z = 0{,}5\sigma_{zg}$; для слабых грунтов доли от σ_{zg} меньшие, причем они несколько раз менялись.

Влияние условия на границе сжимаемой зоны на осадку S и сжимаемую зону H_c в основании ленточного и квадратного фундаментов расчетами (глава СНиП 2.02.01-83*) иллюстрирует табл. 2 при глубине заложения d = 2 и 5 м и тех же значениях p, γ, E и β. Для ленточного фундамента значения α приняты при η = 10. Влияние котлована в расчетах пока не учитывается.

Таблица 2

Влияние на осадку S глубины d и условия для H_c

Table 2

The impact on settlement S depth d and the conditions for H_c

Ленточный фундамент, d = 2 м								
Условие на границе H_c	b = 1 м		b = 2 м		b = 4 м		b = 10 м	
	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м
$\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$	4,5	5,9	8,2	9,0	15,1	14,0	31,8	23,0
$\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$	3,8	3,7	7,0	5,8	12,2	8,4	24,0	13,0
Ленточный фундамент, d = 5 м								
Условие на границе H_c	b = 1 м		b = 2 м		b = 4 м		b = 10 м	
	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м
$\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$	4,2	4,9	7,8	7,8	14,4	12,4	30,5	21,0
$\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$	3,4	2,7	6,4	4,6	11,0	6,8	24,0	13,0

Окончание табл. 2

Квадратный фундамент, d = 2 м								
Условие на границе H_c	b = 1 м		b = 3 м		b = 5 м		b = 10 м	
	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м
$\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$	2,3	2,9	6,6	6,3	10,7	9,5	20,1	15,0
$\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$	2,2	2,1	6,0	4,5	9,6	6,5	18,2	11,0
Квадратный фундамент, d = 5 м								
Условие на границе H_c	b = 1 м		b = 3 м		b = 5 м		b = 10 м	
	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м
$\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$	2,2	2,3	6,4	5,7	10,4	8,5	20,1	15,0
$\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$	2,0	1,5	5,8	3,9	9,1	5,5	16,8	9,0

Таким образом, можно сделать следующий вывод. Условие $\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$ уменьшает осадку S и сжимаемую зону H_c под ленточным фундаментом при d = 2 м: S – от 15 до 34 %; H_c – от 37 до 43 %; при d = 5 м: S – от 19 до 38 %; H_c – до 44 %; под квадратным фундаментом при d = 2 м: S – от 4 до 26 %; H_c – до 27 %; при d = 5 м: S – от 8 до 16 %; H_c – от 9 до 40 %.

2. Исходные характеристики сжимаемости грунтов

К концу 1950-х гг. в среде изыскателей и проектировщиков стали возникать сомнения в достоверности результатов компрессионных испытаний, поэтому в нормах ПГС было рекомендовано обращаться к пробным испытаниям штампом.

Ранее пробные испытания грунтов проводили только для определений прочности грунтов (допускаемой нагрузки), причем использовали штампы площадью от 20 × 20 до 40 × 40 см. И только в 1930 г. штамп площадью 5000 см^2 впервые был назван *стандартным*.

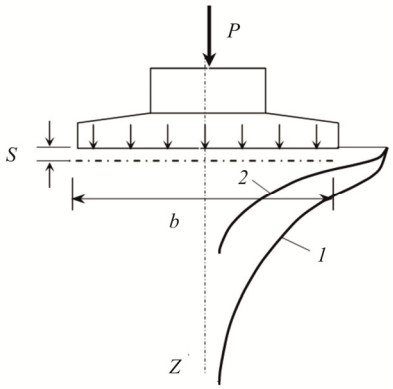

Рис. 1. Распределение осадок под штампом по глубине z: *1* – по решению теории упругости; *2* – по результатам послойных измерений

Fig. 1. The distribution of the settlement under the stamp on the depth z according to the solution theory of elasticity *1* and on the results of layer-by-layer measurement *2*

Поворотным моментом можно считать публикацию в 1957 г. статьи И.А. Агишева [3], в которой показано различие модулей деформации, полученных штампами E и компрессией $E_к$. Для более прочных грунтов отношения $m_k = E / E_к$ различались до 4–6 раз, в слабых – до 2–3 раз.

Далее постепенно складывалось осознание того, что расхождение в несколько раз значений E и $E_к$ с позиций теории упругости *необъяснимо*. Расхождение модулей E и $E_к$, ранее обычно объясняемое нарушением структуры грунтов при отборе образцов, оказалось несостоятельным: оно не подтверждается испытаниями как структурных, так и бесструктурных грунтов. В работе [2] показано, что расхождение модулей примерно соответствует соотношению площадей эпюр 1 и 2 на рис. 1, т.е., если просуммировать осадку S с модулем $E_к$ в пределах эпюры 2 развития осадок под штампом по глубине, можно получить такую же осадку, как и по эпюре 1 по теории упругости, но с модулем E.

Дальнейшее многолетнее изучение проблемы проводила О.И. Игнатова [4]. Если И.А. Агишев анализировал результаты без различия размеров штампов, то О.И. Игнатова выделяла результаты только со стандартными размерами штампов (площадью 5000 см^2); полученные в статье [4] значения m_k были включены в ПГС-нормативы, начиная с 1974 г. (табл. 3). В более поздних публикациях О.И. Игнатовой были несколько уменьшены значения m_k с учетом более высоких давлений на грунты в высотном строительстве.

Таблица 3

Значения m_k (СП 22)

Table 3

Value of m_k (SP 22)

Вид грунта	Значение $m_k = E / E_к$ при e					
	0,45–0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05–1,50
Супеси	4	3,5	3	2	–	–
Суглинки	5	4,5	4	3	2,5	2
Глины	–	6	6	5,5	5	4,5

Таким образом, в ПГС-нормативах за эталонный стал признаваться модуль деформации, полученный штампами площадью 5000 см^2, а компрессия подлежала корректировке введением коэффициентов m_k.

В ГТС-нормативах коэффициент m_k обозначен как m_{pl}. В 1976 г. предлагались повышающие коэффициенты m_{pl} по табл. 4 (тогда они обозначались как $m_ш$, т.е. для перевода к штампу), но при ширине фундаментов более 20 м или площади более 500 м^2 вводился коэффициент $m_c = 1,5$.

Таблица 4

Значения m_{pl} (СНиП II-16-76)

Table 4

Value of m_{pl} (SNiP II-16-76)

$m_ш = m_{pl} = E / E_к$ при e			
0,6	0,8	1,2	1,6
4	3,4	2,5	2

В последней редакции ГТС-норматива (глава СП 23) приведены значения m_{pl}, показанные в табл. 5.

Для вычислений модуля E используется формула

$$E = E_p \beta m_o, \quad (1)$$

где E_p – компрессионный модуль деформации;

$$\beta = 1 - 2\nu^2/(1 - \nu); \quad (2)$$

ν – коэффициент Пуассона; $m_o = m_p m_c$: коэффициент m_p определяется по табл. 5, коэффициент m_c, учитывающего соотношение размеров фундаментов, – по формуле

$$m_c = (A / A_o)^{n/2}, \quad (3)$$

где A и A_o – площади сравниваемых фундаментов, $A > 1$ м^2, $A_o = 1$ м^2; при соотношении сторон $l / b \leq 3$ площадь принимается как $A = lb$, а при $l / b > 3$ – как $A = 3b$.

Таблица 5

Значения m_{pl} (СП 23)

Table 5

Value of m_{pl} (SP 23)

Показатель текучести	Значения m_{pl} при e		
	0,6–0,8	0,9–1,1	1,2–1,5
$I_L \leq 0{,}25$	3,7	2,9	2,4
$I_L = 0{,}50$	2,3	2,0	1,6
$I_L = 0{,}75$	1,0	1,0	1,0
$I_L = 1$	–	–	–

Значения n принимаются от 0,15 до 0,3 для глинистых и от 0,25 до 0,5 для песчаных грунтов; теории упругости соответствует $n = 0$.

Таким образом, ГТС-норматив стал относить модули E к площади штампа $A_o = 1$ м^2.

Далее приводятся значения E, рассчитанные по ПГС- и ГТС-нормативам. Рассматриваются примеры расчетов E по результатам компрессионных испытаний трех разновидностей грунтов (супеси, суглинка и глины), для которых ГОСТ 12248 определяет значения β соответственно 0,7, 0,6 и 0,4, а в главе СП 23 расчет его ведется по формуле (2) при $m_c = 1{,}0$ и коэффициентах Пуассона ν, равных 0,3, 0,35 и 0,38 соответственно.

1. Супесь с показателем текучести $I_L \leq 0{,}25$ и коэффициентом пористости $e = 0{,}7$; в компрессионном испытании получен модуль деформации $E_к = E_p = 5{,}5$ МПа:

– по СП 22: $E = E_к \beta m_k = 5{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 3{,}25 = 12{,}51$ МПа ($\beta = 0{,}7$; $m_k = 3{,}25$, см. табл. 3);

– по СП 23: $E = E_p \beta m_p m_c = 5{,}5 \cdot 0{,}74 \cdot 3{,}7 \cdot 1{,}0 = 15{,}06$ МПа ($\beta = 0{,}74$; $m_p = 3{,}7$, см. табл. 5).

2. Суглинок с $I_L = 0{,}25$ и $e = 0{,}9$; $E_к = E_p = 4{,}5$ МПа:

– по СП 22: $E = 4{,}5 \cdot 0{,}6 \cdot 2{,}75 = 7{,}02$ МПа ($\beta = 0{,}6$; $m_k = 2{,}75$);

– по СП 23: $E = 4{,}5 \cdot 0{,}62 \cdot 2{,}9 \cdot 1{,}0 = 8{,}09$ МПа ($\beta = 0{,}62$; $m_p = 2{,}9$).

3. Глина с $I_L = 0{,}5$ и $e = 1{,}05$; $E_к = E_p = 3{,}5$ МПа:

– по СП 22: $E = 3{,}5 \cdot 0{,}4 \cdot 4{,}5 = 6{,}3$ МПа ($\beta = 0{,}4$; $m_k = 4{,}5$);

– по СП 23: $E = 3{,}5 \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 = 3{,}71$ МПа ($\beta = 0{,}53$; $m_p = 2{,}0$).

Из примеров видно, что получаемый при компрессионных испытаниях модуль E_p по СП 23 несколько выше (кроме глины, где он почти в 2 раза ниже), но в расчетах осадок этот модуль будет еще корректироваться по формуле (3) с учетом конкретных размеров фундаментов.

3. Учет коэффициента бокового расширения

В ПГС-нормативах сначала не учитывали коэффициент бокового расширения (метод ВИОС-I), что можно оценить как предположение свободного расширения грунта. Затем стали вводить понижающие коэффициенты β из условия ограничения бокового расширения, как в компрессии – от 0,43 до 0,76, в зависимости от вида грунта (метод ВИОС-II и более поздние его модификации).

С 1962 г. коэффициент был принят постоянным (β = 0,8), а обоснование введения постоянства можно найти в работах [5, 6].

По свидетельству участника разработки СНиП II-Б.1-62 профессора К.Е. Егорова [7] постоянное значение β = 0,8 – комбинация двух коэффициентов: прежних β = 0,43–0,76 и коэффициентов достоверности расчетной схемы (также зависящих от вида грунта), произведение которых и привело к постоянному β = 0,8. Однако коэффициенты достоверности не были опубликованы, и с тех пор эта проблема не обсуждалась.

В ГТС-нормативах коэффициент β *всегда* ставился в зависимость от коэффициента *ν*, как в компрессии.

Таким образом, коэффициент β в цепи компрессионных испытаний и расчетов осадок *учитывается дважды*: в компрессии – для приведения модулей $E_к$ и E_p к условиям одноосного сжатии, а в расчетах осадок, напротив, – для уменьшения осадки:

– по ГТС-нормативам – до 53–74 %, т.е. фактически до условий полной компрессии;

– по ПГС-нормативам – до 80 % от схемы свободного расширения.

4. Учет напряжений от влияния котлована

Учет напряжений от влияния котлована введен в ГТС-нормативы с 1985 г., а в ПГС-нормативы – с 2004 г. Оба норматива используют метод послойного суммирования, а ПГС-нормативы с 1974 г. дополнили его методом линейно-деформируемого слоя.

4.1. Метод послойного суммирования

Учет влияния напряжений от котлована и условия на границе сжимаемой зоны – самые существенные различия метода послойного суммирования (ПС) прежних ПГС- и ГТС-нормативов. Сейчас эти различия устранены: в последних нормативах введено общее правило для H_c (σ_{zp} = 0,5 σ_{zg}) и учета напряжений от котлована. Однако сохранились и различия, которые также требуют обсуждения.

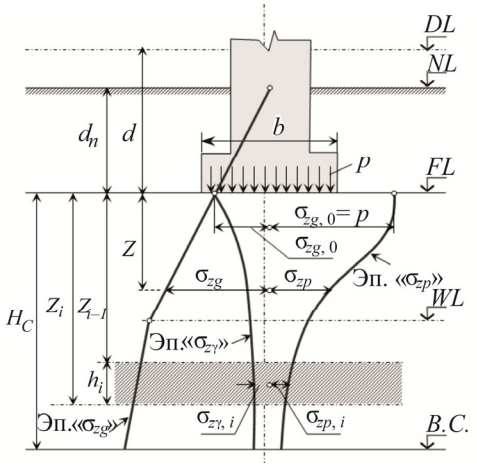

Рис. 2. Схема расчета осадки методом послойного суммирования

Fig. 2. The calculation scheme of precipitation by the layerwise summation

Согласно СП 22 и СП 23 деформации на любой глубине под подошвами фундаментов разделяются на упругие, учитываемые с модулем E_o (от ранее выкопанного котлована), и неупругие, или общие, с модулем *E* – от напряжений, превышающих образовавшиеся от котлована. Расчетную схему поясняет рис. 2, на котором показаны эпюры напряжений от влияния котлована $\sigma_{z\gamma}$, от внешней нагрузки σ_{zp} и веса грунта σ_{zg}.

Все процедуры в главе СП 22, ранее включенные в главу СП 23, в целом сохраняются за одним исключением: распределение напряжений по глубине от нагрузки σ_{zp} *допускается* определять не под центром, а в точке на половине расстояния между центром и углом фундамента. Однако влияние положения расчетной точки требует дополнительного обсуждения.

Осадка вычисляется суммированием осадок n элементарных слоев от $i = 1$ до $i = n$ по формуле

$$S = \beta \Sigma (\sigma_{zp,\,i} - \sigma_{z\gamma,\,i})\, h_i / E_i + \beta \Sigma\, \sigma_{z\gamma,\,i}\, h_i / E_{e,\,i}. \quad (4)$$

Таким образом, в главе СП 22 (по примеру главы СП 23) стало учитываться реально наблюдаемое различие модулей упругих E_o, E_e (в главе СП 23 обозначен как E_s) и полных E, E_p деформаций (а их отношение – как коэффициент разномодульности $\lambda = E_e / E$ или $\lambda = E_s / E_p$), что позволяет учитывать разгрузку от котлована и последующее нагружение грунта с учетом упругих и неупругих деформаций.

Расчеты осадок следует вести по программам, учитывающим перечисленные выше факторы. Однако возможен и упрощенный вариант расчета, например с использованием прежних программ (не учитывающих влияния котлована) или таблиц Я.В. Юрика [8]. Достаточно найти значение осадки S_p от давления $p = \sigma_{zp,\,0}$ (таблицы [8] допускают корректировку с учетом условия на границе H_c), вычесть из нее долю S_g, пропорциональную отношению $\sigma_{zg,\,0} / \sigma_{zp,\,0}$, но с учетом размеров котлована, затем вернуть эту же долю, но после деления на коэффициент разномодульности λ.

Обозначим вопросы, требующие обсуждения.

1. Глава СП 22 для сооружений II–III уровней *допускает* принимать $E_e = 5E$ (т.е. принимать $\lambda = 5$). Однако в «Пособии по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83*)» приведены более дифференцированные значения $\lambda = E_e / E$ (табл. 6, где значения λ меньше – от 1,5 до 4). В главе СП 23 значение λ устанавливается испытаниями по первичной и вторичной ветвям компрессионной кривой. Далее будет показано влияние λ на результаты расчетов осадки S и сжимаемой зоны H_c.

Таблица 6

Соотношения модулей упругости и деформации

Table 6

The ratio of moduli of elasticity and deformation

Глинистые грунты	Показатель текучести I_L	Значения $\lambda = E_e / E$ при e			
		$e \le 0{,}5$	$0{,}5 < e \le 0{,}8$	$0{,}8 < e \le 1{,}1$	$e \ge 1{,}1$
Супеси	$0 < I_L \le 1$	1,5	2	2,5	3
Суглинки	$I_L \le 0{,}25$	1,5	2	2,5	3
	$0{,}25 < I_L \le 0{,}75$	1,5	2	2,5	3
	$0{,}75 < I_L \le 1$	2	2,5	3	3,5
Глины	$I_L \le 0{,}25$	2	2,5	2.5	3
	$0{,}25 < I_L \le 0{,}75$	2	2,5	3	3,5
	$0{,}75 < I_L \le 1$	2,5	3	3,5	4

2. Глава СП 22 при глубине котлована $d < 5$ м в формуле (4) *допускает* не учитывать второе слагаемое данной формулы. Далее будет показано влияние котлована при глубине $d = 2$ и 5 м.

3. В главе СП 23 размер котлована не оговаривается (его размеры почти всегда совпадают в плане с размерами гидротехнических сооружений в акватории); в главе СП 22 указано, что «…в расчете $\sigma_{z\gamma}$ используются размеры в плане не фундамента, а котлована». Вопрос о размерах котлована, очевидно, должен быть согласован с планом производства строительных работ. Далее будет показано, что при больших размерах влияние его будет

избыточным. Важно и место рассчитываемого фундамента – в центре или в углу котлована (в последнем случае влияние его должно рассчитываться с использованием метода угловых точек).

4. Согласно нормативам (главам СП 22 и СП 23) расчеты ведутся на момент передачи проектных нагрузок, тогда котлована обычно уже не существует. При этом *априори* полагается, что напряженное состояние грунта от влияния котлована к этому времени сформировалось.

4.2. Метод линейно-деформируемого слоя

Кроме метода ПС, для предварительных расчетов осадок фундаментов шириной $b \geq 10$ м и глубиной $d \leq 5$ м зданий I и II уровней ответственности в главе СП 22 включен второй метод – метод линейно-деформируемого слоя (ЛДС), по-другому ограничивающий осадки, причем толщина слоя H вводится также как *фактор, тормозящий деформации* (рис. 3).

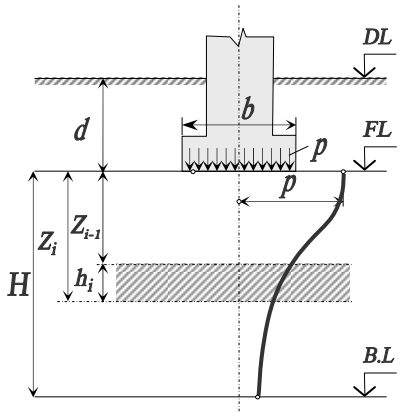

Рис. 3. Схема к расчету осадки методом ЛДС
Fig. 3. Scheme to the calculation of precipitation by the method of linear-deformed layer

Осадки по методу ЛДС рассчитываются также по формулам теории упругости, но в них учитывается:

– не дополнительное к природному давлению σ_{zg}, а *полное давление* по подошве p;

– напряжения по глубине σ_{zp} определяются с учетом всех компонентов тензора напряжений (без коэффициента β).

По-другому метод ЛДС можно было бы назвать методом послойного интегрирования осадок отдельных слоев.

Значения $H \approx 10$–12 м для глинистых грунтов и фундаментов шириной $b = 10$ м примерно соответствуют значениям H_c по табл. 2 при $\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$, но далее будет показано, что результаты расчетов методами ПС и ЛДС существенно различаются.

5. Результаты расчетов

Результаты расчетов методами ПС и ЛДС приведены в табл. 7 и на рис. 4 с учетом обсуждаемых выше факторов: размеров котлована, глубины заложения фундамента $d = 2$ и 5 м и размеров квадратных фундаментов со сторонами от 1 до 20 м.

Учитываются те же, что и ранее, значения p, γ, E и условие $\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$ на границе H_c, коэффициент разномодульности $\lambda = 5$, грунт рассматривается как суглинок.

Достаточно высокое давление на грунт $p = 300$ кПа принято для получения более ощутимого результата влияния факторов.

Модуль $E = 10$ МПа следует рассматривать как условный, независимо от способов его получения (расчеты могут быть скорректированы с учетом реального E). Принято также, что центры котлована и фундамента совпадают, а размер котлована, согласно правилам (СП 45 на земляные работы), должен быть на 0,6 м больше расстояния от края котлована до грани фундамента.

Таблица 7

Влияние факторов на осадки квадратного фундамента

Table 7

The influence of factors on precipitation square foundation

Осадки *S* при глубине котлована *d* = 2 м					
Размер фундамента *b*, м >	1,0	3,0	5,0	10,0	20,0
1 – СНиП 2.02.01-83*, при σ_{zp}= 0,2σ_{zg}	2,3	6,6	10,7	20,1	36,4
2 – СНиП 2.02.01-83*, при σ_{zp}= 0,5σ_{zg}	2,2	6,0	9,6	18,2	33,6
3 – СП 22, при λ = 2, с учетом котлована	1,9	5,5	8,9	17,0	31,5
4 – СП 22, при λ = 5, с учетом котлована	1,7	5,2	8,5	16,2	30,2
5 – СП 23, при λ = 5, с учетом увеличения *E*	1,7	4,2	6,1	10,2	16,6
6 – СП 22, метод ЛДС	–	–	–	14,4	16,9
Осадки *S* при глубине котлована *d* = 5 м					
Размер фундамента *b*, м >	1,0	3,0	5,0	10,0	20,0
1 – СНиП 2.02.01-83*, при σ_{zp}= 0,2σ_{zg}	2,2	6,4	10,4	20,1	32,3
2 – СНиП 2.02.01-83*, при σ_{zp}= 0,5σ_{zg}	2,0	5,8	9,1	16,8	29,8
3 – СП 22, при λ = 2, с учетом котлована	1,3	4,9	7,4	14,0	25,1
4 – СП 22, при λ = 5, с учетом котлована	1,0	3,9	6,4	12,3	22,2
5 – СП 23, при λ = 5, с учетом увеличения *E*	1,0	3,1	4,6	7,8	12,2
6– СП 22, метод ЛДС	–	–	–	16,8	20,0

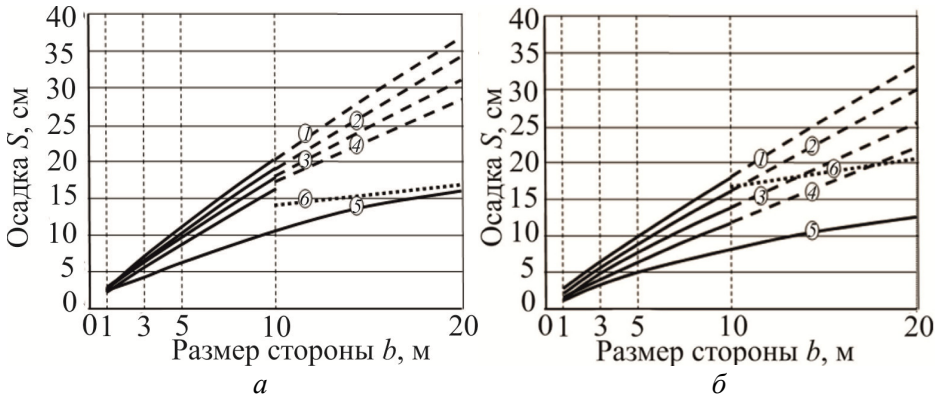

Рис. 4. Влияние способов расчета осадок квадратного фундамента при глубине котлована *d* = 2 м (*а*) и *d* = 5 м (*б*); номера линий *1–6* показаны в табл. 7

Fig. 4. The influence of methods for calculating the residue of a square Foundation when the excavation depth *d* = 2 m (*a*) and *d* = 5 m (*b*); the numbers of lines *1–6* are shown in table 7

В расчетах по СП 23 учтено изменение модуля деформации по правилу $(A/A_o)^{n/2}$, площадь квадрата учитывается как $A = b^2$ при принятом параметре $n = 0{,}2$.

В качестве базового для оценки влияния различных факторов принят указанный в табл. 7 расчет по СНиП 2.02.01-83*, где обсуждаемые факторы не учитывались. Для иллюстрации последующего учета влияния котлована и коэффициента λ введена дополнительная строка «СНиП 2.02.01-83*, при σ_{zp}= 0,5σ_{zg}».

6. Анализ результатов расчетов

При оценке возможных предложений для учета в последующих редакциях ПГС-нормативов можно руководствоваться положениями ГОСТ 20522, согласно которым допустимое значение коэффициента вариации для модуля деформации (следовательно, и для рассчитанных осадок) $V_{доп} \leq 0{,}30$, а показатель точности ее среднего значения ρ_α колеблется от 0,1 до 0,15 при доверительной вероятности $\alpha = 0{,}85$.

Следовательно, погрешность в 10–15 % может служить критерием для оценки целесообразности учета того или иного фактора, влияющего на осадку.

1. Влияние котлована и коэффициента разномодульности.

Влияние котлована принятого размера (по 0,6 м больше сторон фундамента) и коэффициента λ оценивается сравнением результатов расчетов в строках 2–4 табл. 7 и соответствующих позиций на рис. 4.

При глубине d = 2 м влияние котлована на осадки при λ = 2 – не более 13 %, при λ = 5 – до 23 %; при d = 5 м и λ = 2 – от 16 до 35 %, при λ = 5 – от 25 до 50 %.

Если ориентироваться на показатель оценки среднего ρ_α = 0,1–0,15, следует признать:

– влияние котлована минимальных размеров *существенно* при глубине $d \geq 2$ м;

– влияние коэффициента λ *существенно* даже при минимальных значениях λ = 2.

2. Влияние размеров котлована.

Если для выделенных серым клеток в табл. 7 увеличить размер котлована, например по 2 м в обе стороны квадратного фундамента, результат будет следующий: для клетки «d = 2 м; b = 5 м» осадка уменьшится на 7 %, с 8,5 до 7,9 см; для клетки «d = 5 м; b = 3 м» – на 33 %, с 3,9 до 2,6 см.

Можно даже рассчитать такой размер котлована, при котором осадка станет нулевой. Например, для тех же выделенных клеток в табл. 7 «d = 2 м; b = 5 м» осадка уменьшится до почти нулевых значений при размере котлована 50 м, а для клетки «b = 3 м; d = 5 м» – 12 м.

Если же еще далее увеличивать размеры котлована (а это вполне может быть в реальности), можно прийти к парадоксу – получению формально отрицательного значения осадки.

Таким образом, влияние котлована больших размеров на осадки следует признать *весьма существенным,* особенно для фундаментов относительно небольших размеров.

3. Влияние коэффициента β.

Осадки в базовом варианте были рассчитаны при β = 0,8. В главе СП 22 сохраняется прежнее значение β = 0,8, а в главе СП 23 для рассмотренного суглинка требовалось принимать β = 0,62. Следовательно, приведенные в строке 5 табл. 7 осадки следует уменьшить для суглинка на 13 %, для супеси – на 8 %, для глины – в 2 раза.

Это означает, что влияние коэффициента β на результаты расчетов *существенно* только для ГТС-норматива.

4. Влияние увеличения модуля деформации.

Увеличение модуля деформации в главе СП 23 оказывает *существенное влияние* на осадки: при принятом значении n = 0,2 модуль деформации возрастает от E = 10 МПа при A_o = 1 м^2 до E = 18,2 МПа при наибольшей расчетной площади квадрата $A = b^2$ = 400 м^2.

Соответственно, этим значениям E в табл. 7 и поз. 5 на рис. 4 показаны пропорционально уменьшенные осадки против расчетов согласно главе СП 22.

Если принять наибольшее для глинистых грунтов значение n = 0,3, при A = 400 м^2 модуль увеличился бы до E = 24,7 МПа, а осадки были бы меньше – до 35 %.

5. Влияние положения расчетной точки.

В табл. 8 приведены результаты расчетов осадок и сжимаемой зоны для двух положений расчетной точки: в точке «центр» – в центре фундамента и в точке «(центр + угол)/2» – на половине расстояния между центром и углом, вертикальные напряжения σ_z под которой рассчитаны методом угловых точек. В расчетах учитывалось условие на границе H_c ($\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$) без влияния котлована.

Таблица 8

Влияние положения расчетной точки

Table 8

The influence of the position of the calculated point

Квадратный фундамент, d = 2 м, $\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$								
Положение точки	b = 1 м		b = 3 м		b = 5 м		b = 10 м	
	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м	S, см	H_c, м
центр	2,2	2,1	6,0	4,5	9,6	6,5	18,2	11,0
(Центр + угол)/2	1,9	1,8	4,1	4,2	5,6	6,0	8,8	10,0
Квадратный фундамент, d = 5 м, $\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$								
Центр	2,0	1,5	5,8	3,9	9,1	5,5	16,8	9,0
(Центр + угол)/2	1,1	1,2	3,4	3,6	4,3	5,0	8,8	9,0

Из табл. 8 следует, что осадка в точке «(центр + угол)/2» снижается с ростом размера фундамента за счет уменьшения суммы формирующих осадку напряжений σ_z: при d = 2 м – от 13 до 50 %, при d = 5 м – до 45–47 %. Влияние этой точки на H_c при малых размерах фундамента – до 13–20 %, при $b \geq 3$ м влияния почти нет. Отсюда вывод: влияние на осадки положения расчетной точки *весьма существенно*.

6. О расчетах по методу ЛДС.

Результаты расчета по методу ЛДС показаны на рис. 4 (поз. 6) в интервале размеров квадратного фундамента b от 10 до 20 м. С ростом стороны квадрата осадки растут менее интенсивно, чем по любому из рассмотренных вариантов метода ПС, кроме метода главы СП 23, учитывающего зависимость модуля деформации от площади (поз. 5).

Кроме того, отмечаются следующие противоречия.

• Результаты расчетов по методам ЛДС и послойного суммирования различаются так:

– при b = 10 м и d = 2 м различие между поз. 2 и 6 достигает 20 %, а между поз. 3 и 6 – до 17 %; при b = 10 м и d = 5 м между поз. 2 и 6 уменьшается до ≈ 0 %, а между поз. 3 и 6 увеличивается до 20 %;

– при b = 20 м и d = 2 м различие между поз. 2 и 6 достигает 50 %, а между поз. 3 и 6 – 46 %: при b = 20 м и d = 5 м между поз. 2 и 6 уменьшается до 33 %, а между поз. 3 и 6 – до 20 %.

• Расчет по методу ЛДС в СП 22 рекомендуется для предварительных расчетов для зданий и сооружений II–III классов. Если же окончательный расчет осадок для сооружений такого класса в диапазоне $b \geq 10$ м (на рис. 4 диапазон b = 10–20 м выделен пунктирными линиями) будет вестись методом ПС, результаты расчетов будут различаться *весьма существенно*.

• В расчетах по методу ЛДС учитывается полное давление по подошве фундамента p без учета природного σ_{zg}: в рассмотренных примерах при d = 2 м $p = \sigma_{zp,\,0} + \sigma_{z\gamma,\,0}$ = 300 + + 36 = 336 кПа, при d = 5 м p = 300 + 90 = 390 кПа. Следовательно, *осадки растут с увеличением глубины заложения фундамента*, что не соответствует общим представлениям о влиянии веса грунта на результаты расчетов. Например, при сравнении рис. 4, *а* и 4, *б* можно видеть, что все рассчитанные осадки при d = 5 м на 20–26 % меньше, чем при d = 2 м, но по методу ЛДС, напротив, – на 18 % больше.

Выводы

Приведенный анализ показывает, что любой важный вопрос, в частности о расчете осадок фундаментов зданий и сооружений, может решаться разными способами, т.е. можно приходить к примерно одинаковому результату, используя общие исходные гипотезы, в том числе решения теории упругости, но разные допущения относительно способов получения исходных данных, условий на границах сжимаемой зоны, коэффициентов перехода от одного испытания к другому, способов учета глубины заложения фундамента, влияния котлована на напряженное состояние основания, корректировки модуля деформации в зависимости от размеров фундамента и др.

Разные допущения во многом обусловлены различием объектов расчета: в ПГС-нормативах это промышленные и гражданские здания и сооружения, а в ГТС-нормативах – преимущественно объекты гидротехники (плотины, дамбы и др.), а объекты промышленного и гражданского строительства на участках гидротехнических сооружений лишь частный случай для гидротехников.

Следует также учитывать, что основания гидротехнических сооружений представлены, как правило, более слабыми грунтами акваторий; для гидротехники характерны более крупные в плане объекты и их фундаменты, более продолжительный период строительства.

Если ПГС-нормативы предусматривают практически полное завершение осадок в строительный период, период первичной (фильтрационной) консолидации, то для гидротехнических сооружений характерно относительно медленное развитие деформаций: за строительный период в обычных грунтах завершается до 50–75 %, а в более слабых – только до 10–15 % осадки.

В связи с этим вполне разумным следует признать предусмотренное в главе СП 23 увеличение модуля деформации в зависимости от площади фундаментов и соответствующее ему некоторое занижение осадок в основной расчетной схеме, но с перспективой добавления осадок за счет вторичной (вследствие ползучести) консолидации.

Разумно также отсутствие в главе СП 23 требований относительно размеров котлована: сооружения в акватории, как правило, своим весом сами формируют котлован тех же размеров.

В целом расчеты по ГТС-нормативам вызывают бóльшее доверие, поскольку основаны на результатах массовых и длительных наблюдений за деформациями ответственных гидротехнических сооружений; в обычном же промышленном и гражданском строительстве практически все наблюдения за осадками, даже если они ведутся, почти всегда заканчиваются сдачей объекта в эксплуатацию, т.е. вторичная консолидация почти всегда выпадает из наблюдения и последующего анализа.

Таким образом, полное сближение ПГС- и ГТС-нормативов представляется нереальным: слишком велика специфика основных объектов расчетов. Корректировки каких-либо положений ГТС-нормативов в ближайшем будущем не следует ожидать. По многим вопросам эти нормативы можно назвать пионерами: именно в них впервые стали учитывать многие обсуждаемые здесь факторы, такие как границы зоны сжимаемости, влияние котлована, разномодульность и др., которые позднее были заимствованы в ПГС-нормативах.

Что касается ПГС-норматива, то на основании проведенного анализа можно сделать следующие предложения по уточнению некоторых его положений относительно факторов, влияние которых необходимо признать *существенным*:

– второе слагаемое формулы (4) следует учитывать при глубине котлована $d \geq 2$ м;

– коэффициент λ следует определять по табл. 6 либо, как в главе СП 23, по ветвям нагружения и разгрузки компрессионной кривой;

– размеры котлована и место в нем рассчитываемого фундамента следует определить более четко;

– положение расчетной точки согласно *допущению* СП 22 требует уточнения или пересмотра, в случае его сохранения полезно привести таблицы коэффициентов α в этой точке;

– учитывая неопределенность положений главы СП 22 относительно места метода ЛДС в расчетах осадок, его целесообразно *либо исключить*, *либо изменить* его коэффициенты так, чтобы результаты расчетов отвечали основным тенденциям метода ПС о влиянии размера, глубины заложения фундамента и др.; также требуется согласовать результаты расчетов, чтобы они совпадали с расчетами по методу ПС при b = 10 м (см. поз. 3 или 4 на рис. 4);

– *принципиальным*, по мнению автора, следует считать предложение о включении в таблицы коэффициентов α при η = 10, несмотря на незначительное влияние этого фактора, но учитывая сложившиеся представления о завышенной распределительной способности грунтов по решениям теории упругости.

Другие предложения по уточнению главы СП 22, например о корректировке модуля деформации в зависимости от площади фундамента либо об изменении привычного за более чем 50 лет коэффициента β = 0,8 на значения, как в главе СП 23, зависящие от коэффициента Пуассона, *следует признать преждевременными*, поскольку каких-либо аргументов в пользу их введения на сегодняшний день явно недостаточно.

Библиографический список

1. Горбунов-Посадов М.И. Современное состояние научных основ фундаментостроения. – М.: Наука, 1967. – 68 с.

2. Лушников В.В. Оценка действительных характеристик деформируемости элювиальных грунтов по результатам измерений деформаций зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 3. – С. 38–44.

3. Агишев И.А. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов // Основания и фундаменты. – 1957. – № 20. – С. 3–6.

4. Игнатова О.И. Корректировка значений модуля деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных в компрессионных приборах // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 2. – С. 8–10.

5. Михеев В.В., Польшин Д.Е., Токарь Р.А. О проекте новой редакции «Норм и технических условий проектирования естественных оснований и промышленных сооружений» // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1960. – № 5.

6. Токарь Р.А. О предельных деформациях оснований // Отчетное совещание по научно-исследовательским работам 1954 г. / ВНИИОСП. – М., 1956.

7. Егоров К.Е. К расчету деформаций оснований: сб. статей. – М.: ВНИИНТПИ, 2002.

8. Юрик Я.В. Таблицы для расчетов осадок фундаментов. – Киев: Будівельник, 1979. – 200 с.

References

1. Gorbunov-Posadov M.I. Sovremennoe sostoianie nauchnykh osnov fundamentostoeniia [Current state of scientific bases of foundation]. Moscow: Nauka, 1967. 68 p.

2. Lushnikov V.V. Otsenka deistvitel'nykh kharakteristik deformiruemosti eliuvial'nykh gruntov po rezul'tatam izmerenii deformatsii zdanii [Estimation of the actual characteristics of deformability of the eluvial soil on the measurements of deformations of buildings]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 2011, no. 3, pp. 38-44.

3. Agishev I.A. Zavisimost' mezhdu poristost'iu i modulem deformatsii, ustanovlennaia polevymi ispytaniiami glinistykh gruntov [Relationship between porosity and deformation modulus of the mounted field trials clay soil]. *Osnovaniia i fundamenty*, 1957, no. 20, pp. 3-6.

4. Ignatova O.I. Korrektirovka znachenii modulia deformatsii glinistykh gruntov plastichnoi konsistentsii, opredelennykh v kompressionnykh priborakh [Adjustment of the values of the modulus of deformation of clayey soil has a plastic consistency, is defined in compression devices]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 1968, no. 2, pp. 8-10.

5. Mikheev V.V., Pol′shin D.E., Tokar R.A. O proekte novoi redaktsii “Norm i tekhnicheskikh uslovii proektirovaniia estestvennykh osnovanii i promyshlennykh sooruzhenii” [On the new draft of the specifications and design of the natural grounds, and industrial buildings]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 1960, no. 5.

6. Tokar′ R.A. O predel'nykh deformatsiiakh osnovanii [On the limit foundation deformation]. *Otchetnoe soveshchanie po nauchno-issledovatel'skim rabotam 1954 goda*. Moscow, 1956.

7. Egorov K.E. K raschetu deformatsii osnovanii [To the calculation of foundation deformation]. Moscow, 2002.

8. Iurik Iu.V. Tablitsy dlia raschetov osadok fundamentov [Tables for calculations of sediment foundations]. Kiev: Budivel′nik, 1979. 200 p.