

# Деформативность водонасыщенных глинистых грунтов, армированных вертикальными элементами

Р.Р. Нурмухаметов<sup>1</sup>

<sup>1</sup> ООО "СтройИнвестКапиталл"

Информация о статье      обзор

## Аннотация

*Широкое территориальное распространение слабых водонасыщенных глинистых грунтов, неэффективность применяемых в настоящее время технических решений, связанных в большей степени с исключением из работы слабых грунтов имеют большой потенциал научно-технической работы. Использование различных видов армирующих элементов в слабых глинистых грунтах приводит к увеличению приведенного модуля деформации и улучшению деформативных свойств слабого водонасыщенного глинистого грунта. Очевидна необходимость создания новой модели, характеризующей поведение вертикально армированного грунтового основания, сложенного слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами. В работе представлены выведенные в ходе анализа научных трудов теоретические закономерности, позволяющие определять развитие во времени деформаций оснований, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами и усиленных армирующими вертикальными элементами. Теоретические предположения строятся на предпосылках совместного деформирования армируемого массива и вводимых в грунт элементов. Получены формулы определения напряжений в армирующих элементах и скелете грунта, основанные на последовательности процессов, происходящих в слабых глинистых грунтах при приложении нагрузки. Вычисляемые по данным формулам значения напряжений, в свою очередь, позволяют определить относительные деформации армированного грунта согласно теории наследственной ползучести Больцмана-Вольтерра. Полученные теоретические закономерности несомненно требуют апробации проведением дополнительных испытаний и упрощения путем автоматизации процесса расчетов.*

Ключевые слова:      усиление водонасыщенных глинистых грунтов; водонасыщенный глинистый грунт; армирование грунта; слабый глинистый грунт; глинистый грунт; консолидация; армогрунт; вертикальный армирующий элемент; осадка

## Содержание

1.	Введение	55
2.	Методика расчета	55
3.	Результаты и обсуждение	59
4.	Заключение	65
5.	Благодарности	65

## 1. Введение

Слабые глинистые грунты широко распространены на побережьях, по поймам больших низинных рек и их дельтам Российской Федерации и стран СНГ [28 - 30], в Шанхае [6, 7] и Бангкоке [8, 9]. При строительстве на слабых водонасыщенных глинистых грунтах часто возникают неравномерные осадки, вызывающие недопустимые деформации сооружений.

Расчет осадок по приближенному широко распространенному способу элементарного суммирования и условной величине зоны активного сжатия для слабых глинистых грунтов в большинстве случаев дает значительные, иногда в несколько раз заниженные результаты, приводящие к недопустимым ошибкам в проектировании фундаментов. Объясняется это также и тем, что во многих случаях не учитывается или игнорируется структурность слабых глинистых грунтов, а принимаемая мощность активной зоны более или менее оправдываемая для плотных грунтов, оказывается приуменьшенной для слабых. Кроме того, и при расчете осадок фундаментов по методу элементарного суммирования не учитываются осадки разжатия грунтов в стороны под действием горизонтальных напряжений.

Слабыми грунтами мы называем грунты с незначительной несущей способностью ( $0,5 - 1 \cdot 10^4$  кг/м<sup>2</sup>, редко большей), сильносжимаемые, структурные [5]. Слабые глинистые грунты характеризуются почти полной водонасыщенностью, значительным коэффициентом пористости, что свидетельствует об их малой уплотненности (обычно коэффициент пористости больше единицы), структурностью (изменением свойств при нарушении структуры, в том числе и уменьшением несущей способности), большой и неравномерной сжимаемостью (коэффициент относительной сжимаемости  $m_{\theta} > 0,05 - 0,10 \cdot 10^{-4}$  м<sup>2</sup>/кг и соответственно модуль общей деформации  $E_0 < 5 \cdot 10^4$  кг/м<sup>2</sup>, а также малым и неодинаковым коэффициентом фильтрации ( $k_f \approx 10^{-8} - 10^{-11}$  м/с). Здания и сооружения возводить на таких грунтах без принятия специальных мер затруднительно, а иногда и невозможно.

Специальные меры можно разделить на искусственное улучшение свойств оснований под сооружениями [12, 13, 20, 21, 24, 26, 40] и обеспечение нечувствительности сооружений к большим и неравномерным осадкам. Последнее может быть осуществлено увеличением жесткости соответствующих конструкций («пояса жесткости» и т.п.), а также разрезки зданий и сооружений на самостоятельно оседающие жесткие отсеки, блоки.

Основные методы улучшения свойств слабых глинистых грунтов: ускорение консолидации грунтов с одновременным их упрочнением, закреплением, то есть увеличение их прочности (несущей способности) и уменьшение деформируемости путем создания в грунте новых структурных (цементационных) связей химическим, электрохимическим, физическим и другими способами [10, 14] и введение в грунтовый массив элементов, не влияющих на связи между частицами грунта, но увеличивающих модуль деформации [11, 25]. К последним относят конструктивные мероприятия в грунтах, такие как устройство упрочненных элементов, прорезка сваями и армирование.

В данной статье рассматривается такой способ искусственных преобразований слабых водонасыщенных глинистых грунтов как армирование, применение которого в практике проектирования и строительства сдерживается отсутствием адекватных методик расчета. В нормативных документах и вовсе отсутствуют какие-либо методики расчета осадок армированных слабых водонасыщенных глинистых грунтов. При использовании армирования в качестве меры улучшения свойств водонасыщенных глинистых грунтов ломаются классические механические модели таких грунтовых оснований, принятых за основы методик расчетов, применяемых на практике в настоящее время. На кафедре Оснований, фундаментов и инженерной геологии Казанского государственного архитектурно-строительного университета предприняты попытки по выведению теоретических закономерностей [4, 18, 27] на основе имеющихся теорий и предпосылок [1, 15 - 17, 22, 23, 31 - 37, 38] и экспериментальной базы [18, 37, 39].

Необходимо разработать новую модель, характеризующую поведение вертикально армированного грунтового основания, сложенного слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами. Очевидно, теоретические предположения должны строиться на предпосылках совместного деформирования армируемого массива и вводимых в грунт элементов.

Целью работы является выработка формул, отражающих закономерности развития во времени вертикальных деформаций и напряжений, учитывающих многостадийность происходящих в армированном массиве процессов. Основой служит анализ существующих теорий и практик по улучшению деформативных характеристик водонасыщенных глинистых грунтов и их обобщение.

## 2. Методика расчета

При загрузении водонасыщенных глинистых грунтов происходят сложные процессы деформирования, развивающиеся по нелинейному закону. Общую деформацию грунтового массива можно представить как комплекс деформаций составляющих грунтового массива, развивающихся постепенно. Вначале наблюдается мгновенное сжатие, обусловленное сжимаемостью поровой воды, а точнее выходом замкнутых пузырьков

воздуха и растворенных газов, затем процесс фильтрационного уплотнения, и, наконец, добавляется процесс вторичной консолидации, или ползучести скелета грунта, обусловленный невосстанавливаемыми сдвигами частиц, их агрегатов, водно-коллоидных оболочек и т.п., когда выжимание воды становится весьма незначительным. Чем больше составляющих грунтового массива мы рассматриваем, тем ближе мы приближаемся к реальному поведению этого массива, тем точнее общая деформация [3]. При армировании грунта необходимо решить задачу совместной работы грунта и армирующих элементов.

Процесс фильтрационной консолидации описывается теорией Терцаги - Герсеванова. Теория имеет свои предпосылки:

- скелет грунта рассматривается как упругая пористая среда, где справедливо соотношение:

$$\Delta \varepsilon = m_v \Delta \sigma \quad (1)$$

где  $m_v$  – коэффициент относительной сжимаемости равный относительной осадке  $s_i/h$ , приходящейся на единицу давления.

- «скелет» поровой воды принят абсолютно несжимаемой, т.е.

$$m_v \ll m_w \quad (2)$$

где  $m_w$  – соответственно коэффициент относительной сжимаемости воды.

- отжатие воды из пор подчиняется закону ламинарной фильтрации Дарси для глинистых грунтов, т.е.

$$u = k \cdot i + i_0 \quad (3)$$

где  $\vartheta$  – средняя скорость фильтрации воды,

$k$  – коэффициент водопроницаемости или фильтрации,

$i$  – градиент напор,

$i_0$  – начальный градиент, до достижения которого фильтрация ещё отсутствует.

- в процессе уплотнения внешняя нагрузка уравнивается суммой напряжений в скелете грунта и в поровой воде:

$$p = \sigma(z,t) + u_w(z,t) \quad (4)$$

где  $\sigma(z,t)$  – напряжение в скелете грунта в единицу времени  $t$ ,

$u_w(z,t)$  – напряжение в поровой воде.

Используя теорию Терцаги-Герсеванова, можно отследить развитие напряжений в массиве грунта и его осадку не только в пространстве, но и во времени, что наиболее важно для глинистых грунтов, в которых осадка может развиваться годами и даже веками:

$$u_w(z,t) = \frac{4p}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m} \sin \frac{\pi m z}{2h} \exp \left( -\frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right] \quad (5)$$

$$\sigma(z,t) = p \left\{ 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m} \sin \frac{\pi m z}{2h} \exp \left( -\frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right] \right\} \quad (6)$$

$$s(t) = m_v \int_0^h \sigma(z,t) dz \quad (7)$$

где  $c_v$  – коэффициент консолидации грунта, определяемый по формуле  $c_v = k_\phi / (m_v \gamma_w)$ .

Рассмотрим теорию наследственной ползучести Больцмана - Вольтерра [2]. Согласно этой теории в самом общем случае относительная деформация скелета грунта  $\varepsilon(t)$  определяется выражениями:

при однократном нагружении в течение  $\Delta t_0$  напряжением  $\sigma(t_0)$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{мгн}} + K(t - t_0) \sigma(t_0) \Delta t_0 \quad (8)$$

где  $E_{мгн}$  – модуль деформации грунтового массива в момент времени  $t$ .

и при непрерывном нагружении

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_{мгн}} \left( \sigma(t) + \int_0^t K(t - t_0) \sigma(t_0) dt_0 \right) \quad (9)$$

где  $K(t - t_0)$  - ядро ползучести, влияющее на скорость развития осадки, причем  $K(t-t_0) = K(t-t_0) / E_{мгн}$

Простейший вид ядра ползучести согласно [3], хорошо подтверждаемый для глинистых грунтов непосредственными опытами, имеет вид:

$$K(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)} \quad (10)$$

где  $\delta$  – коэффициент ядра ползучести,  
 $\delta_1$  – коэффициент затухания ползучести, определяемые опытным путем.

Уравнения (8) и (9) показывают, что полная относительная деформация скелета грунта зависит не только от напряженного состояния за время, прошедшее от начала нагружения, но и от предыдущей «истории» нагружения ( $t_0$ ), почему и теория получила название теории наследственной ползучести.

Теперь рассмотрим ползучесть армированного грунтового элемента, являющуюся следствием ползучести минерального скелета грунта. Армирующие элементы становятся связью, препятствующей свободной ползучести грунта.

Стесненная ползучесть в армогрунтовом элементе под внешней нагрузкой приводит к перераспределению усилий между скелетом грунта и армирующим элементом (см. рис.1).

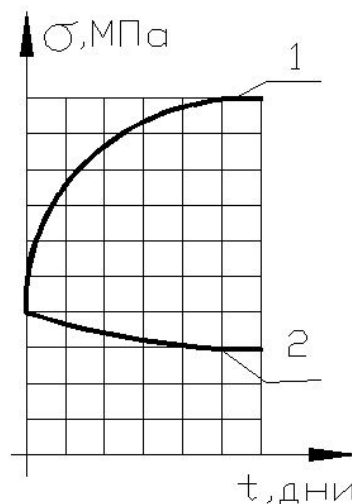


Рис.1 Перераспределение напряжений.  
 1 - напряжение в армирующем элементе  
 2 - напряжение в грунте

В центрально сжатом армогрунтовом элементе деформации армирующего элемента и самого грунта одинаковы, а сжимающие напряжения в армоэлементе:

$$\sigma_a = \varepsilon_a E_a = \sigma_{гр} \alpha / \mu \quad (11)$$

где  $\alpha = E_a / E_{гр}$  – отношение модулей упругости армирующего элемента к модулю упругости грунта,

$\varepsilon_a$  – относительная деформация армирующего элемента.

Уравнение равновесия внешней нагрузки и внутренних усилий в грунте и арматуре:

$$N = \sigma_{zp} A + \sigma_a A = \sigma_{zp} A \left(1 + \mu_1 \frac{\alpha}{\nu}\right) \quad (12)$$

где  $\mu_1$  - процент армирования,

$\vartheta$  – коэффициент упругопластических деформаций грунта

Следовательно, сжимающее напряжение в грунте:

$$\sigma_{zp} = \frac{N}{A \left(1 + \mu_1 \frac{\alpha}{\nu}\right)} \quad (13)$$

$\vartheta$  – коэффициент упругопластических деформаций грунта, определяемый по следующей формуле:

$$\nu = \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_e + \varepsilon_{pl}(t, \sigma_{zp} / R_{zp})} \quad (14)$$

Принимаем упругую составляющую согласно по формуле (1):

$$\varepsilon_e = m_u \sigma,$$

где  $m_u = \beta / E$ ,

$\beta$  – коэффициент, зависящий от коэффициент относительных поперечной деформации грунта (аналогично коэффициенту Пуассона для упругих тел) и приблизительно равен: для песков 0,8, для супесей 0,7, для суглинков 0,5 и для глин 0,4.

а пластичную составной:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_1(t) + \varepsilon_2(t) \quad (15)$$

где  $\varepsilon_1(t)$  - относительная деформация, определяемая исходя из решения теории Терцаги - Герсеванова:

$$\varepsilon_1(t) = m_u \sigma(z, t) \quad (16)$$

$$\sigma(z, t) = p \left\{ 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m} \sin \frac{\pi m z}{2h} \exp \left( - \frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right] \right\} \quad (17)$$

$\varepsilon_2(t)$  – определяем согласно формуле (9).

Подставляя все значения в формулу определения коэффициента упруго-пластических деформаций (аналогично [4, 27]), получаем:

$$\nu = \frac{m_u \times \left[ \frac{\beta}{E_0} \cdot p + m_u \cdot p \left\{ 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m} \sin \frac{\pi m z}{2h} \exp \left( - \frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right] \right\} \right]}{\left[ \frac{1}{E_{мгн}} \left[ \sigma(t) + \int_0^t K(t-t_0) \sigma(t_0) dt_0 \right] \right]} \quad (18)$$

подставляя в формулу определения напряжения в скелете грунта, получим:

$$\sigma_{zp} = \frac{p}{1 + \mu_1 \frac{\alpha}{\nu}} = \frac{m\nu \times \left\{ \frac{\beta}{E_0} \cdot p + m\nu \cdot p \left[ 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m} \sin \frac{\pi m z}{2h} \exp \left( \frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right] \right\} + \frac{1}{E_{мгн}} \left[ \sigma(t) + \int_0^t K(t-t_0) \sigma(t_0) dt_0 \right]}{\times p^2} \quad (19)$$

$$\sigma_a = \sigma_{гр} \frac{\alpha}{\nu} = \frac{\alpha \cdot p}{\nu + \mu_1 \cdot \alpha} = \frac{\alpha \times \left\{ \frac{\beta}{E_0} \cdot p + m\nu \cdot p \left[ 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m} \sin \frac{\pi m z}{2h} \exp \left( \frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right] \right\} + \frac{1}{E_{мгн}} \left[ \sigma(t) + \int_0^t K(t-t_0) \sigma(t_0) dt_0 \right]}{\times p} + \mu_1 \cdot \alpha \quad (20)$$

Дальнейший ход вычисления зависит от деформационных характеристик армирующего элемента и самого грунта. В зависимости от этого, подставляя значения напряжений, определяемые по формулам (19), (20) в формулу определения осадок, можно получить закон зависимости осадки армированного массива грунта во времени.

### 3. Результаты и обсуждение

В ходе работы произведен анализ существующих методов определения напряженно-деформированного состояния слабых водонасыщенных грунтов. При этом были учтены процессы фильтрационной консолидации, реологические процессы, происходящие в скелете грунта, сжимаемость газосодержащей поровой воды.

Было сделано обобщение этих методов расчета и применено к армированному грунту. Предложена формула определения напряжения в армогрунтовом массиве и осадки во времени основания, сложенного слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами, армированными вертикальными элементами. Предложенные зависимости учитывают многофазность системы, определяющую точность производимых расчетов.

Применение описанной выше методики расчета показано на следующем примере.

К расчету принят образец грунта, аналогичный образцам, испытываемым автором в лаборатории.

Суглинок текучей консистенции.

Плотность:  $\rho_{\infty} = 2200 \text{ кг/м}^3$ .

Влажность:  $W_{\infty} = 20,8\%$

Пористость  $e_{\infty} = \rho_s (1+W) / \rho_{\infty} - 1 = 2,71 \cdot (1+0,208) / 2,2 - 1 = 0,488$

Плотность:  $\rho_0 = \rho_s (1+W_0) / (1+e_0) = 2,71 \cdot (1+0,3) / (1+0,831) = 1920 \text{ кг/м}^3$ ,

где  $\rho_s$  – плотность скелета грунта.  $\rho_s = 2710 \text{ кг/м}^3$ .

Образец имеет следующие геометрические характеристики:

высота образца:  $h = 0,15 \text{ м}$

Площадь всего образца:  $A = 6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$

Площади суммарного поперечного сечения всех армирующих элементов:

$$A_{ар} = 8 \cdot \frac{3,14 \cdot (0,005 \text{ м})^2}{4} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Массив грунта усилен вертикальными армирующими элементами с процентом армирования  $\mu = 2,62\%$  и имеет следующие характеристики:

Значение коэффициента поперечной деформации  $\nu$  принят равным 0,37, как для суглинков текучей консистенции.

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,37^2}{1-0,37} = 0,565$$

Модуль деформации, определенный компрессионным уплотнением:

$$E_k = \frac{P_i - P_o}{\varepsilon_i - \varepsilon_o} \cdot \beta = \frac{300-0}{0,187-0} \cdot 0,565 = 0,9 \text{ МПа}$$

Применен корректировочный коэффициент  $m_k$ :

$$E = E_k \cdot m_k = 0,9 \cdot 3,2 = 2,88 \text{ МПа}$$

Окончательный модуль деформации нашего грунта принимаем:  $E = 2,88 \text{ МПа}$ .

В качестве исходных данных принят следующий алгоритм определения коэффициентов пористости и относительных деформаций. В качестве исходных данных приняты нагрузка, время и деформации грунта.

Значения пористости определены в различные моменты времени по следующей формуле:

$$e_i = \frac{(h - S_i)(1 + e_\infty)}{(h - S_\infty)} - 1$$

$$e_{24\text{сут}} = \frac{(h - S_{24\text{сут}})(1 + e_\infty)}{(h - S_\infty)} - 1 = \frac{(150 - 27,8075)(1 + 0,488)}{(150 - 28,0825)} - 1$$

$$e_{24\text{сут}} = 0,491$$

Определенные значения заносим в таблицу №1.

Пористость в начальный момент времени:

$$e_0 = \frac{(h - S_0)(1 + e_\infty)}{(h - S_\infty)} - 1 = \frac{(150 - 0)(1 + 0,488)}{(150 - 28,0825)} - 1 = 0,831$$

Табл. 1. Определение коэффициента пористости и относительной деформации.

Нагрузка N, Н	Напряжение $\sigma_1$ , кПа	Время после приложения нагрузки t, сут.	Вертикальная деформация грунта S, *10 <sup>-3</sup> м	Кэф. пористости e	Относит деф-я $\varepsilon$
1800	300	1 сут	21,5	0,568	0,143
1800	300	4 сут	26,2575	0,510	0,175
1800	300	10 сут	26,425	0,508	0,176
1800	300	13 сут	26,57	0,506	0,177
1800	300	16 сут	26,8925	0,503	0,179
1800	300	18 сут	27,109	0,499	0,181
1800	300	24 сут	27,8075	0,491	0,185
1800	300	27 сут	27,9625	0,489	0,186
1800	300	33 сут	28,0825	0,488	0,187

Окончательная осадка:  $S_{\infty} = 0,02808$  м

Коэффициент фильтрации:

$K_f = 10^{-10}$  м/с – для начала процесса консолидации ( $U_0 = 0,2$ ).

Реологические процессы начинают проявляться на вторые, третьи сутки с начала уплотнения. Поэтому в таблицу №2 собраны значения деформаций, начиная со вторых суток от начала приложения нагрузки, и по этим данным строим график зависимости логарифма скорости относительной осадки на единицу давления от времени.

Табл.2. Таблица для построения графика функции  $\ln \frac{\dot{s}}{ph} = f(t)$ .

Время с начала процесса приложения нагрузки, сут.	$\Delta t_i$ , мин	$\Delta S_i, * 10^{-3}$ м	$\Delta S_i / \Delta t_i$	$\Delta S_i / \Delta t_i \cdot p \cdot h$ h = 0,15 м p = 300кПа	$\ln(\Delta S_i / \Delta t_i \cdot p \cdot h)$
1 сут	4200	4,7575	$113,27 \cdot 10^{-5}$	$-2,52 \cdot 10^{-8}$	-24,4
4 сут	8640	0,01675	$0,19 \cdot 10^{-5}$	$-4,22 \cdot 10^{-11}$	-30,8
10 сут	4320	0,0145	$0,33 \cdot 10^{-5}$	$-7,3 \cdot 10^{-11}$	-30,24
13 сут	4320	0,3225	$7,46 \cdot 10^{-5}$	$-1,66 \cdot 10^{-9}$	-27,12
16 сут	2880	0,2165	$7,51 \cdot 10^{-5}$	$-1,67 \cdot 10^{-9}$	-27,12
18 сут	8640	0,6985	$8,08 \cdot 10^{-5}$	$-1,8 \cdot 10^{-9}$	-27,04
24 сут	4320	0,155	$3,58 \cdot 10^{-5}$	$-7,96 \cdot 10^{-10}$	-27,86
27 сут	8640	0,12	$1,38 \cdot 10^{-5}$	$-3,07 \cdot 10^{-10}$	-28,81

Для построения графика возьмем значения  $\ln(\Delta S_i / \Delta t_i \cdot p \cdot h)$  в пределах 18-27 суток от начала нагружения. Построенный график изображен на рис.2.



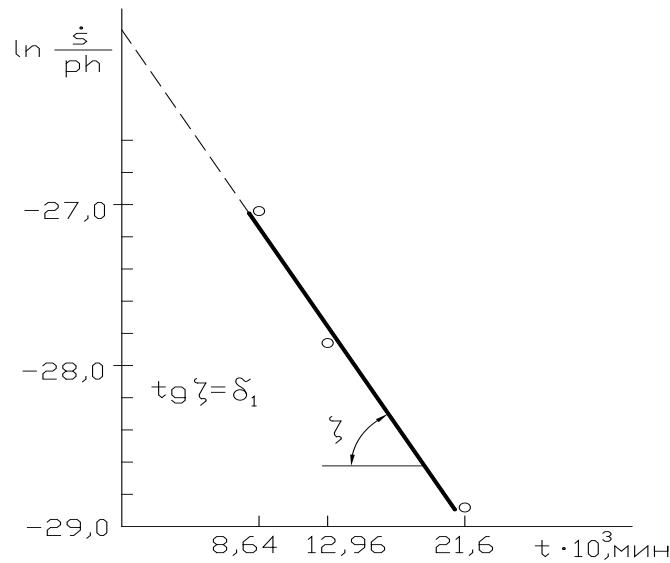


Рис. 2. Определение коэффициента затухания по  $\ln \frac{\dot{s}}{ph}$  и  $t$ .

Тогда коэффициент затухания ползучести  $\delta_1$  будет определяться как тангенс угла наклона полулогарифмической прямой к оси  $t$ :

$$\delta_1 = tg \zeta = 1,7766$$

Коэффициент ядра ползучести  $\delta$  определим по формуле:

$$\delta = \delta_1 \frac{m''_v}{m'_v} = 1,7766 \frac{5,153 \cdot 10^{-4}}{1,087 \cdot 10^{-4}} = 8,42$$

где вторичный коэффициент относительной сжимаемости:

$$m''_v = \frac{m_v^k - m'_v}{1 - e^{-\delta_1 t_k}} = \frac{6,24 \cdot 10^{-4} - 1,087 \cdot 10^{-4}}{1 - 2,71^{-1,7766 \cdot 33,3 \cdot 24 \cdot 3600}} = 5,153 \cdot 10^{-4} \frac{1}{кПа}$$

коэффициент первичной относительной сжимаемости:

$$m'_v = \frac{k_\phi}{\gamma_\omega c_v} = \frac{10^{-8}}{0,001 \cdot 0,00092} = 1,08696 \cdot 10^{-2} \text{ см}^2 / \text{кг} = 1,087 \cdot 10^{-4} \frac{1}{кПа}$$

Коэффициент относительной сжимаемости грунта в стабилизированном, конечном для данной ступени нагрузки состоянии (коэффициент конечной относительной сжимаемости):

$$m_v^k = \frac{s_\infty}{p_i h_i} = \frac{28,08 \text{ мм}}{300 \text{ кПа} \cdot 150 \text{ мм}} = 6,24 \cdot 10^{-4} \frac{1}{кПа}$$

Коэффициент фильтрационной консолидации определяем по методике, предложенной в [42]:

$$c_v = \frac{T_{90} h^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \cdot \left( \frac{150 + 150 - 25,5}{2} \right)^2}{48 \cdot 60} = 0,00092 \text{ см}^2 / \text{с},$$

где  $T_{90}$  - коэффициент (фактор времени), соответствующий степени консолидации 0,90, равный 0,848;  $h$  - высота образца (средняя между начальной высотой и высотой после консолидации), см. При двусторонней фильтрации принимается высота, равная  $h/2$ ;

$t_{90}$  - время, мин.

Коэффициент сжимаемости поровой воды:

$$m_\omega = (1 - I_\omega) \frac{1}{p_a} = (1 - 0,978) \frac{1}{1} = 0,022 \frac{\text{см}^2}{\text{кг}}$$

Степень водонасыщения:

$$I_{\omega} = \frac{\omega \gamma_s}{e \gamma_{\omega}} = \frac{0,3 \cdot 2,71}{0,831 \cdot 1} = 0,978$$

Примем коэффициент влияния структурных связей на величину порового давления  $\beta_{стр} = 1$ , т.к. грунт слабоструктурный, тогда

$$\beta_0 = \beta_{cmp} B = 1 \cdot 0,862 = 0,862$$

Объем пор грунта в единице его объема:

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0,831}{1+0,831} = 0,454$$

Коэффициент влияния сжимаемости поровой воды на величину порового давления, учитывающий разуплотнение воды:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{m_w}{m_v} n \beta_{cmp}} = \frac{1}{1 + \frac{0,022}{6,24 \cdot 10^{-2}} \cdot 0,454} = 0,862$$

Коэффициент консолидации с учетом сжимаемости поровой воды:

$$c_{\omega} = \frac{k_{\phi}}{m_v \gamma_w} \beta_0 = \frac{10^{-8}}{6,24 \cdot 10^{-4} \cdot 0,001} \cdot 0,862 = 0,0138 \frac{см^2}{с}$$

$$N = \frac{\pi^2 c_{\omega} t}{4h^2} = \frac{3,14^2 \cdot 0,0138}{4 \cdot 15^2} \cdot 33 \cdot 24 \cdot 3600 = 431,5$$

$$M = \frac{\pi^2 c_{\omega}}{4h^2} = \frac{3,14^2 \cdot 0,0138}{4 \cdot 15^2} = 1,51 \cdot 10^{-4} \frac{1}{с}$$

Тогда коэффициент упругопластических деформаций, определяемый по формуле (18), будет равен:

$$\begin{aligned} v &= \frac{\left(1 + \frac{\delta}{\delta_1}\right) \left[1 - \frac{8}{\pi^2} B e^{-N}\right]}{1 - B \frac{8}{\pi^2} e^{-N} + \frac{\delta}{\delta_1} B \left[1 - e^{-\delta t} - \frac{8}{\pi^2} \left(\frac{e^{-N} - e^{-\delta t}}{1 - M \frac{c_{\omega}}{\delta_1}}\right)\right]} = \\ &= \frac{\left(1 + \frac{8,42}{1,7766}\right) \left[1 - \frac{8}{3,14^2} \cdot 0,862 \cdot 2,71^{-431,5}\right]}{1 - 0,862 \frac{8}{3,14^2} \cdot 2,71^{-431,5} + \frac{8,42}{1,7766} \cdot 0,862 \left[1 - 2,71^{-1,7766 \times 33 \times 24 \times 3600} - \frac{8}{3,14^2} \left(\frac{2,71^{-431,5} - 2,71^{-1,7766 \times 33 \times 24 \times 3600}}{1 - 1,51 \cdot 10^{-4} \frac{0,0138}{1,7766}}\right)\right]} = \\ &= \frac{(1 + 4,74)[1 - 0]}{1 - 0 + 4,08 \left[1 - 0 - \frac{8}{3,14^2} \left(\frac{0 - 0}{1 - 1,51 \cdot 10^{-4} \frac{0,0138}{1,7766}}\right)\right]} = 0,843. \end{aligned}$$

Чистая площадь грунта будет определяться как разность площади всего образца ( $A=60см^2$ ) и площади суммарного поперечного сечения всех армирующих элементов ( $A_{аз}$ ):

$$A_{cp} = A - A_{аз} = 60см^2 - 8 \cdot \frac{3,14 \cdot (0,5см)^2}{4} = 58,43см^2.$$

Отношение модулей деформации материала армирующих элементов и грунта:

$$\alpha = \frac{E_{aэ}}{E_{эп}} = \frac{30 \text{ МПа}}{2,88 \text{ МПа}} = 10,42$$

Коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{n \cdot A_{aэ}}{A_{кол.}} = \frac{1,57 \text{ см}^2}{60 \text{ см}^2} = 0,0262$$

Тогда сжимающее напряжение в грунте, определяемое по формуле (13), будет равно:

$$\sigma_{эп} = \frac{N}{A_{эп} \left( 1 + \mu_1 \frac{\alpha}{\nu} \right)} = \frac{1800 \text{ Н}}{58,43 \text{ см}^2 \cdot \left( 1 + 0,0262 \cdot \frac{10,42}{0,843} \right)} = 2,33 \text{ кг} / \text{см}^2 = 233 \text{ кПа}.$$

Определяем окончательную осадку S для времени t=33 дня:

$$s_0(33 \text{ дня}) = h m_{\nu} \sigma_{эп}(33 \text{ дня}) = 15 \text{ см} \cdot 6,24 \cdot 10^{-4} \frac{1}{\text{кПа}} \cdot 233 \text{ кПа}$$

$$s_0(33 \text{ дня}) = 2,078 \text{ см}$$

Аналогично вычисляются осадки для различных моментов времени, одинаковых с временем снятия показаний индикаторов деформаций испытанного образца. Вычисленные по данному алгоритму значения сведем в таблицу:

Табл. 3. Расчет осадки образца во времени.

Время с начала испытания	Коэф. упруго-пласт. деф-й $\mu$	Напряжения в массиве $\sigma_{гр}$ , кг/см <sup>2</sup>	Осадка S, мм
1,12 сут	0,465	2,04	18,09
4 сут	0,493	2,08	18,49
10 сут	0,585	2,1	18,7
13 сут	0,585	2,12	18,8
16 сут	0,631	2,15	19,11
18 сут	0,651	2,17	19,31
24 сут	0,727	2,24	19,93
27 сут	0,74	2,25	20,05
33 сут	0,843	2,33	20,78

Вышеприведенный расчет демонстрирует возможность применения выведенных закономерностей зависимости деформативности армогрунтового массива, сложенного слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами, от количества армирующих вертикальных элементов. По результатам расчетов получаются на первый взгляд реалистичные числа деформаций. Конечно, в рамках продолжения работы потребуются коррекции на предпосылки, легшие в основу теории, и проведение дополнительных экспериментальных исследований с целью уточнения имеющихся выкладок.

Аналогичные результаты получены и другими авторами, изучающими армирование грунтов, имеющих сложные физико-механические особенности [4, 39]. При этом анализ публикаций во временном срезе показывает, чем свежее публикации, тем сложнее предлагаемые алгоритмы расчетов, определяемые участием большего количества этапов деформирования такого сложного многокомпонентного геологического элемента, как водонасыщенный армогрунт. Следовательно, направление принятое автором на уточнение деформативности армогрунтового массива как многофазной системы соответствует современному тренду в изучении армирования грунтов и имеет право на существование и дальнейшее развитие.

Сложность расчетной схемы и многоступенчатость определения величин в ходе вычислений может быть упрощена автоматизацией этого трудоемкого процесса. Следующим этапом может стать создание небольшого

программного комплекса для ускорения проведения расчетов по предложенным методам и проведение ряда модельных испытаний с целью верификации получаемых значений.

## 4. Заключение

Армирование как способ улучшения качеств строительных материалов применяется со времен древнего мира. Применение армирующих элементов как направление улучшения деформативных характеристик грунтовых оснований стало развиваться относительно недавно. В первое время армировали в основном дорожное основание, а затем перешли и к армированию оснований зданий и сооружений, в основном в портовых городах. История имеет свои случаи, как ошибочного проектирования, так и грамотного подхода к решению этой проблемы. К последним, как правило, относятся примеры с предварительным устройством пробных армоэлементов и контролем за развитием осадок во времени. Ошибочные решения возникали из-за неправильного или невозможного прогнозирования длительности развития осадок в слабых водонасыщенных грунтах.

Способ улучшения деформативных свойств слабого водонасыщенного грунтового основания путем армирования вертикальными элементами является менее трудоемким и материалоемким по сравнению с такими способами как силикатизация или цементация. Рассматриваемый способ позволяет производить общестроительные работы ниже нуля почти сразу после устройства армирования по сравнению с распространенным способом вертикального дренирования водонасыщенных грунтов, при применении которого приходится ждать окончания процесса фильтрационной консолидации грунтов.

Применение метода армирования в слабых водонасыщенных глинистых грунтах сдерживается отсутствием адекватной методики расчета, как в нормативной литературе, так и в научных трудах исследователей. В случае применения метода ведется постоянное наблюдение за развитием напряженно-деформированного состояния массива (геомониторинг), что приводит к значительному удорожанию общестроительных работ.

Существующие методики расчета армирования в слабых водонасыщенных основаниях, имеющиеся в научной литературе, не учитывают взаимодействие всех фаз грунта, не отображают развитие деформаций во времени, либо не рассчитаны на глинистые основания с их связной структурой, начальным градиентом напора и другими специфичными свойствами.

В статье предложена теория определения вертикальной деформации армогрунтового массива, которая учитывает многостадийность происходящих в массиве грунта процессов. Таким образом, существуют все предпосылки для развития теоретических основ, заложенных в данном материале и разработки полноценной инженерной методики расчета осадок оснований, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами и усиленных армирующими элементами.

Методики, которая была бы актуальна в современных условиях освоения слабых глинистых грунтов, широко распространенных на территории нашей Родины. Методика должна быть полезной конструкторам, инженерам – геологам, стремящимся к оптимизации инвестиционных издержек и находящимся в постоянном поиске наиболее оптимальных решений, позволяющих быть наиболее конкурентоспособными в условиях современной рыночной экономики в постоянно совершенствующейся инженерной среде.

## 5. Благодарности

Автор выражает благодарность д.т.н., профессору, зав. каф. ОФДСиИГ Мирсаяпову И.Т. и к.т.н., доценту Сафину Д.Р., Казанский государственный архитектурно-строительный университет, за терпеливые наставления, бесценный опыт, наставления и полезные замечания, позволившие реализовать данную работу. Оборудование и инструментарий были предоставлены Казанским государственным архитектурно-строительным университетом.

Автор также искренне благодарен отличным замечаниям рецензентов, позволившим значительно улучшить качество данной статьи.

### Литература

- [1]. Sun, L., Cai, Y. qiang, Gu, C., Wang, J., Guo, L. Cyclic deformation behaviour of natural K<sub>0</sub>-consolidated soft clay under different stress paths. Journal of Central South University. 2015. 22(12). Pp. 4828–4836. DOI:10.1007/s11771-015-3034-4.
- [2]. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. // М. 1978.

### References

- [1]. Sun, L., Cai, Y. qiang, Gu, C., Wang, J., Guo, L. Cyclic deformation behaviour of natural K<sub>0</sub>-consolidated soft clay under different stress paths. Journal of Central South University. 2015. 22(12). Pp. 4828–4836. DOI:10.1007/s11771-015-3034-4.
- [2]. Vyalov S.S. Reologicheskie osnovy mekhaniki gruntov [Bases of soils' mechanic's rheology.] Moscow. 1978.
- [3]. Tsytoich N.A., Zaretckiy U.K., Malyshev M.V. Prognoz skorosti osadki osnovanii sooruzhenii (konsolidatsiia i polzuchest'

- [3]. Цытович Н.А., Зарецкий Ю.К., Малышев М.В. и др., под ред. проф. Н.А. Цытовича. Прогноз скорости осадки оснований сооружений (консолидация и ползучесть многофазных грунтов) // М. 1967.
- [4]. Мирсаяпов И.Т., Мустакимов В.Р. Исследование прочности и деформируемости просадочных грунтовых оснований, армированных вертикальными элементами // Труды международной конференции по геотехнике. Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика. СПб. 2005. С. 133-137.
- [5]. ASTM D 2487 (2487) Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). Annual Book of ASTM Standards 04(08)
- [6]. Guan-lin Ye, Bin Ye. 2016. Investigation of the overconsolidation and structural behavior of Shanghai clays by element testing and constitutive modeling. Shanghai, China, Tongji University. 2016. 1(1). Pp. 62–77. DOI: 10.1016/j.undsp.2016.08.001
- [7]. Maosong Huang, Yanhua Liu, Daichao Sheng. 2011. Simulation of yielding and stress–strain behavior of Shanghai soft clay. Computers and Geotechnics 2011. 38(3). Pp. 341–353. DOI:38.341–353. 10.1016/j.compgeo.2010.12.005
- [8]. Horpibulsuk Suksun, Shibuya Satoru, Fuenkajorn Kittitep, Katkan Wanchai. 2007. Assessment of engineering properties of Bangkok clay. Canadian Geotechnical Journal; Ottawa. 2007. 44 (2, Feb). Pp. 173-187.
- [9]. Horpibulsuk S, Yangsukaseam N, Chinkulkijniwat A, Du Y.J. Compressibility and permeability of Bangkok clay compared with kaolinite and bentonite. Application Clay Science. 2011. 52. Pp. 150–159.
- [10]. Horpibulsuk S, Martin D. Liu, Deepa S. Liyanapathirana, Jirayut Suebsuk Behaviour of cemented clay simulated via the theoretical framework of the Structured Cam Clay model. Computers and Geotechnics. 2010. 37(1–2). Pp. 1–9. DOI:10.1016/j.compgeo.2009.06.007
- [11]. Землянский А.А. Активное армирование слабых грунтов при строительстве крупноразмерных резервуаров. // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2006. №4(4). С.131-135.
- [12]. Коновалов П.А., Зехниев Ф.Ф., Безволев С.Г. Расчет эффективности укрепления слабых оснований нагружением, дренированием и армированием. // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2003. №1. С.2-8.
- [13]. Коновалов П.А., Зехниев Ф.Ф., Безволев С.Г. О расчете консолидации водонасыщенных оснований при одномерном сжатии и осесимметричном дренаже // Вісник Одеської Державної академії будівництва та архітектури. 2001. №4, С.310-315.
- [14]. Абелев М.Ю., Булычев В.Г., Вило А., Далматов Б.И., Денисов Н.Я., Маслов Н.Н., Польшин Д.Е., Соколов Н.М., Цытович Н.А. // Материалы всесоюзного совещания по строительству на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Таллин. 1965. 419с.
- [15]. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов // М.:Наука. 1967. 268с.
- [16]. Абелев М.Ю., Цытович Н.А. Вопросы применения теории фильтрационной консолидации для сильносжимаемых водонасыщенных глинистых грунтов. // Основания, фундаменты и механика грунтов. М.: Стройиздат. 1964. №3.
- [17]. Абелев М.Ю. Исследование фильтрационных свойств сильносжимаемых глинистых грунтов. // Сб. докладов по гидротехнике, вып.5 ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. Госэнергоиздат. 1963.
- [18]. Zaretskiy U.K. Teoriya konsolidatsii gruntov [Theory of soil consolidation]. Moscow. Pp. Nauka. 1967.
- [19]. Abelev M.Yu., Tsytoich N.A. Voprosy primeneniya teorii fil'tratsionnoy konsolidatsii dlya sil'noszhimaemykh vodonasyschennykh glinistykh gruntov [Application of filtration consolidation theory to heavy compressed water saturated clayey soils]. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1964. No. 3.
- [20]. Abelev M.Y. Issledovanie fil'tratsionnykh svoystv sil'noszhimaemykh glinistykh gruntov [Investigation of filtration characteristics of heavy compressed clayey soils]. Herald of
- [21]. Zaretskiy U.K. Teoriya konsolidatsii gruntov [Soils' consolidation theory]. Moscow. Pp. Nauka. 1967.
- [22]. Abelev M.Yu., Tsytoich N.A. Voprosy primeneniya teorii fil'tratsionnoy konsolidatsii dlya sil'noszhimaemykh vodonasyschennykh glinistykh gruntov [Application of filtration consolidation theory to heavy compressed water saturated clayey soils]. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1964. No. 3.
- [23]. Abelev M.Y. Issledovanie fil'tratsionnykh svoystv sil'noszhimaemykh glinistykh gruntov [Investigation of filtration characteristics of heavy compressed clayey soils]. Herald of
- [24]. Mirsayapov I.T., Mustakimov V.R. Issledovanie prochnosti i deformiruemosti prosadochnykh gruntovykh osnovaniy, armirovannykh vertikal'nymi elementami [Strength and deformability investigation of foundations bedding's subsidence reinforced with vertical elements]. Collection of international geotechnical conference. Saint Petersburg, Russia. 2005. Pp. 133 – 137.
- [25]. ASTM D 2487 (2487) “Standard practices for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).” Annual Book of ASTM Standards 04(08).
- [26]. Guan-lin Ye, Bin Ye. 2016. Investigation of the overconsolidation and structural behavior of Shanghai clays by element testing and constitutive modeling. Shanghai, China, Tongji University. 2016. 1(1). Pp. 62–77. DOI: 10.1016/j.undsp.2016.08.001
- [27]. Maosong Huang, Yanhua Liu, Daichao Sheng. 2011. Simulation of yielding and stress–strain behavior of Shanghai soft clay. Computers and Geotechnics 2011. 38(3). Pp. 341–353. DOI:38.341–353. 10.1016/j.compgeo.2010.12.005
- [28]. Horpibulsuk Suksun, Shibuya Satoru, Fuenkajorn Kittitep, Katkan Wanchai. 2007. Assessment of engineering properties of Bangkok clay. Canadian Geotechnical Journal; Ottawa. 2007. 44 (2, Feb). Pp. 173-187.
- [29]. Horpibulsuk S, Yangsukaseam N, Chinkulkijniwat A, Du Y.J. Compressibility and permeability of Bangkok clay compared with kaolinite and bentonite. Application Clay Science. 2011. 52. Pp. 150–159.
- [30]. Horpibulsuk S, Martin D. Liu, Deepa S. Liyanapathirana, Jirayut Suebsuk. Behaviour of cemented clay simulated via the theoretical framework of the Structured Cam Clay model. Computers and Geotechnics. 2010. 37(1–2). Pp. 1–9. DOI:10.1016/j.compgeo.2009.06.007
- [31]. Zemlyanskii, A.A. Active reinforcement of weak soils during construction of high-capacity holding tanks. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2006. 43(4). Pp. 131–135. DOI:10.1007/s11204-006-0036-0.
- [32]. Konovalov P.A., Zekhniev F.F., Bezvolev S.G. Raschet effektivnosti ukrepleniya slabyykh osnovaniy nagruzheniem, drenirovaniem i armirovaniem [Effectiveness' assessment of soft beddings strengthening by loading, drainage and reinforcement]. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2003. No. 1. Pp. 2-8.
- [33]. Konovalov P.A., Zekhniev F.F., Bezvolev S.G. O raschete konsolidatsii vodonasyschennykh osnovaniy pri odnomernom szhatii i osesimmetrichnom drenazhe [About consolidation's calculation of water saturated beddings during one axial compression and symmetrical drainage]. Herald of Odessa State Academy of Construction and Architecture. 2001. No. 4. Pp. 310-315.
- [34]. Abelev M.Yu., Bulychev V.G., Vilo A., Dalmatov B.I., Denisov N.I., Maslov N.N., Polshin D.E., Sokolov N.M., Tsytoich N.A. Herald of union's meeting regarding construction of soft water saturated clayey soils. Tallinn. 1965.
- [35]. Zaretskiy U.K. Teoriya konsolidatsii gruntov [Soils' consolidation theory]. Moscow. Pp. Nauka. 1967.
- [36]. Abelev M.Yu., Tsytoich N.A. Voprosy primeneniya teorii fil'tratsionnoy konsolidatsii dlya sil'noszhimaemykh vodonasyschennykh glinistykh gruntov [Application of filtration consolidation theory to heavy compressed water saturated clayey soils]. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1964. No. 3.
- [37]. Abelev M.Y. Issledovanie fil'tratsionnykh svoystv sil'noszhimaemykh glinistykh gruntov [Investigation of filtration characteristics of heavy compressed clayey soils]. Herald of



- [18]. Сафин Д.Р., Груздева В.А. Исследование несущей способности слабых водонасыщенных глинистых грунтов, армированных вертикальными армирующими элементами // Сборник статей Международной научно-практической конференции. Уфа:ООО «Омега Сайнс». 2017. С. 54-56.
- [19]. Шашкин А.Г., Шацкий А.А. Влияние буронабивных свай замещения на деформации водонасыщенных глинистых грунтов. // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 12. С. 15–22.
- [20]. Дедок В.Н., Тарасевич А.Н. Особенности свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов и мероприятия по их улучшению. // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. Брест. 2015. С. 47-50
- [21]. Шешеня Н.Л. Современные методы повышения свойств слабых грунтов оснований строительных объектов. // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 11. С. 5-7
- [22]. Аверин И.В., Абелев М.Ю., Кorableва У.А. Экспериментальные исследования эффективности методов консолидационного уплотнения слабых глинистых грунтов Имеретинской низменности // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2015. № 6. С. 22-24
- [23]. Абелев М.Ю., Аверин И.В., Чунюк Д.Ю., Коптева О.В. Исследование процессов уплотнения большой толщи водонасыщенных глинистых грунтов при строительстве уникальных сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2018. № 5. С. 19-24.
- [24]. Битиев М.Р. Исследование возможности закрепления водонасыщенных глинистых грунтов при строительстве инженерных сооружений на подтопляемых территориях Краснодарского края // Сборник статей по материалам XII Всероссийской конференции молодых ученых. Кубанский государственный аграрный университет имени И.Т. Трубилина Краснодар. 2019. С. 255-256.
- [25]. Коновалов В. П., Безволев С. Г. Коновалов П. А. Предпостроечное уплотнение слабых водонасыщенных глинистых грунтов армирующими известковыми дренами // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. № 6. С. 22-28.
- [26]. Тер-Мартirosян А.З., Тер-Мартirosян З.Г. Экспериментально-теоретические основы преобразования слабых водонасыщенных глинистых грунтов при поверхностном и глубинном уплотнении // Инженерная геология. 2015. №4. С. 16-25.
- [27]. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Прогнозирование деформаций оснований фундаментов с учетом длительного нелинейного деформирования грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. № 4. С. 16-23.
- [28]. Бахронов Р.Р., Абелев К. М., Некрылов В. Б. Результаты исследования особенностей строительства зданий и сооружений на территориях с водонасыщенными глинистыми грунтами // Промышленное и гражданское строительство. М.: ООО "Издательство ПГС". 2010. С. 57-59.
- [29]. Абелев М. Ю. Особенности строительства сооружений на слабых водонасыщенных грунтах // Промышленное и гражданское строительство. М.: ООО "Издательство ПГС". 2010. № 3. С. 12-13.
- [30]. Филимонов Е. А., Устинов А. А. Специальные технологии устройств оснований зданий на территориях с водонасыщенными глинистыми грунтами // Промышленное и гражданское строительство. М.: ООО "Издательство ПГС". 2011. С. 70-73.
- publications for hydro technic. VNIIG named after Vedeneev B.E. Gosenergoisdat. 1963. No. 5.
- [18]. Safin D.R., Gruzdeva V.A. Issledovanie nesushchei sposobnosti slabykh vodonasyshchennykh glinistykh gruntov, armirovannykh vertikal'nymi armiruiushchimi elementami [Investigation of soft water-saturated clayey soils bearing capacity, reinforced with vertical elements]. Herald of International scientific conference. Ufa, Russia. Omega science LLC. 2017. Pp. 54-56.
- [19]. Shashkin A. G., Shatsky A. A. Influence of Replacement Bored Piles on Deformation of Water Saturated Clayey Soils. Industrial and Civil Engineering. 2017. No. 12. Pp. 15–22.
- [20]. Dedok V.N., Tarasevich A.N. Osobennosti svoisty slabykh vodonasyshchennykh glinistykh gruntov i meropriiatiia po ikh uluchsheniui [Specificity of soft water saturated clayey soils' characteristics and measurements on their strengthening]. Herald of Brest State technical university. Construction and architecture. Brest. 2015. Pp. 47 – 50.
- [21]. Sheshenya N.L. Sovremennye metody povysheniia svoistv slabykh gruntov osnovanii stroitel'nykh ob'ektov [Up to date strengthening methods of soft soils intended for construction]. Industrial and Civil Engineering. 2012. No.1. Pp. 5–7.
- [22]. Abelev M. Yu., Averin I.V., Korableva U.A. Experimental investigation of the effectiveness of methods for compacting weak clay soil of the Imereti lowland. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2015. No. 6. Pp. 22-24
- [23]. Abelev M. Yu., Averin I.V., Chuniuk D.U., Kopteva O.V. Study of the processes of consolidation of a thick mass of water saturated clay soils when erecting unique structures Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2018. No. 5. Pp. 19-24.
- [24]. Bitiev M.R. Issledovanie vozmozhnosti zakrepleniia vodonasyshchennykh glinistykh gruntov pri stroitel'stve inzhenernykh sooruzhenii na podtopliaemykh territoriakh Краснодарского kraia [Investigation of water saturated clayey soils strengthening during construction of networks' structures at inundate areas of Krasnodar region.] Herald of publications based on materials of XII Russian conference of young scientists. Kuban State agricultural university named after Tribulin I.T. Krasnodar, Russia. 2019. Pp. 255 – 256.
- [25]. Konovalov V.P., Bezvolev S.G., Konovalov P.A. Preconstruction compaction of weak water saturated clay soils by the reinforcing limestone drains. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2011. No. 6. Pp. 22-28.
- [26]. Ter-Martirosian A.Z., Ter-Martirosian Z.G. Èksperimental'no-teoreticheskie osnovy preobrazovaniia slabykh vodonasyshchennykh glinistykh gruntov pri poverkhnostnom i glubinnom uplotnenii [Experimental and theoretical basis of transformation of weak water-saturated clay soils at surface and deep compaction]. Engineering geology magazine. 2015. No. 4. Pp. 16-25.
- [27]. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Prognozirovanie deformatsii osnovanii fundamentov s uchetom dlitel'nogo nelineinogo deformirovaniia gruntov [Prediction of deformation of the foundation with the longterm non-linear deformation of soil]. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2011. No. 4. Pp.16-23.
- [28]. Bakhronov R.R., Abelev K.M., Nekrylov V.B. Rezul'taty issledovaniia osobennosteï stroitel'stva zdaniï i sooruzhenii na territoriakh s vodonasyshchennymi glinistymi gruntami [Investigation results of buildings and structures characteristics at the areas with water saturated clayey soils]. Industrial and Civil Engineering. 2010. No. 8. Pp. 57–59.
- [29]. Abelev M.Yu. Osobennosti stroitel'stva sooruzhenii na slabykh vodonasyshchennykh gruntakh [The features of building and construction work over weak water-inundated soils]. Industrial and Civil Engineering. 2010. No. 3. Pp. 12–13.
- [30]. Filimonov E.A., Ustinov A.A. Special Technologies of Construction of Buildings' Foundations on Territories with Water

- [31]. Meijer K.L. Computation of stresses and strains in saturated soil. Amsterdam. 1985. 163 pages.
- [32]. Marshall P.W. Permeability studies on selected saturated clays. University of Florida. 1960.
- [33]. Sridharan A, Abraham BM, Jose BT. Improve technique for estimation of preconsolidation pressure. Geotechnique. 1991. 41(2). Pp. 263–268.
- [34]. Jose BT, Sridharan A, Abraham BM. Log-log method for determination of pre-consolidation pressure. Geotech Test J ASTM. 1989. 12(3). Pp. 230–239.
- [35]. Akira Asaoka, Masaki Nakano, Toshinira Noda. Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state. Soils and foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1994. 34(1). Pp. 91-105.
- [36]. Borgesson L., Johannesson L.E., Sanden T., Hernelind J. Modelling of the physical behavior of water saturated clay barriers. Laboratory tests, material models and finite element application. Swedish nuclear fuel and waste management Co. 1995.
- [37]. Гольдин А.Л., Нгуен Фьонг Зунг. Построение траектории напряжений для ненасыщенного грунта при консолидированно-недренированных испытаниях в стабилметре // Инженерно-строительный журнал. 2012. №9(35). С.35-40.
- [38]. Баданин А.Н., Колосов Е.С. Определение несущей способности армированного георешеткой грунтового основания // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 4(30). С. 25-32.
- [39]. Попов А.О. Расчет конечной осадки глинистых оснований, армированных вертикальными элементами // Инженерно-строительный журнал. 2015. № 4(56). С. 19-27.
- [40]. В.А. Соколов, Д.А. Страхов, Л.Н. Синяков, Г.В. Гарманов. Эффективность метода струйной цементации для закрепления грунтов основания // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. №5 (56). С. 55-63.
- [41]. ГОСТ 25584-90 Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации.
- [42]. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
- Saturated Clay Soils. Industrial and Civil Engineering. 2011. No. 15. Pp. 70–73.
- [31]. Meijer K.L. Computation of stresses and strains in saturated soil. Amsterdam. 1985. 163 pages.
- [32]. Marshall P.W. Permeability studies on selected saturated clays. University of Florida. 1960.
- [33]. Sridharan A, Abraham BM, Jose BT. Improve technique for estimation of preconsolidation pressure. Geotechnique. 1991. 41(2). Pp. 263–268.
- [34]. Jose BT, Sridharan A, Abraham BM. Log-log method for determination of pre-consolidation pressure. Geotech Test J ASTM. 1989. 12(3). Pp. 230–239.
- [35]. Akira Asaoka, Masaki Nakano, Toshinira Noda. Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state. Soils and foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1994. 34(1). Pp. 91-105.
- [36]. Borgesson L., Johannesson L.E., Sanden T., Hernelind J. Modelling of the physical behavior of water saturated clay barriers. Laboratory tests, material models and finite element application. Swedish nuclear fuel and waste management Co. 1995.
- [37]. Goldin, A.L., Dzung, N.F. Plotting the stress-path for unsaturated soil during consolidated undrained tests in stabilometer. Magazine of Civil Engineering. 2012. 35(9). Pp. 35–40. DOI: Pp.10.5862/mce.35.5.
- [38]. Badanin, A.N., Kolosov, E.S. Determining the bearing capacity of soil foundation reinforced by geogrid. Magazine of Civil Engineering. 2012. 30(04). Pp. 25–32. DOI: Pp.10.5862/mce.30.4.
- [39]. Popov, A.O. Settlement calculation of clay bed reinforced with vertical elements. Magazine of Civil Engineering. 2015. 56(4). DOI: Pp.10.5862/MCE.56.3.
- [40]. Sokolov, V.A., Strakhov, D.A., Sinyakov, L.N., Garmanov, G. V. Effectiveness of jet grouting method for soil base strengthening. Construction of Unique Buildings and Structures. 2017. 5(56). Pp. 55–63. DOI: Pp.10.18720/CUBS.56.5.
- [41]. GOST 25584-90. Soils. Laboratory methods for determination of filtration factor.
- [42]. GOST 12248-2010. Soils. Laboratory methods for determining the strength and strain characteristics.

**Нурмухаметов, Р.Р. Деформативность водонасыщенных глинистых грунтов, армированных вертикальными элементами // Alfabuild. 2019. № 4(11). С. 54-69.**

**Nurmukhametov, R.R. Deformability of water saturated clay reinforced by vertical elements. Alfabuild. 2019. 4(11). Pp. 54-69. (rus)**

## Deformability of water saturated clay reinforced by vertical elements

R.R. Nurmukhametov<sup>1</sup>

<sup>1</sup> StroyInvestCapital LLC

Article info

review article

### Abstract

*Wide range of soft water saturated clays distribution. Not effective technical design used at the moment is generally based on soft soils exclusion from calculations. It leads to necessity of similar scientific researches. Use of different reinforcing elements at weak clays increases young modulus and improves water saturated soils' deformability. Necessity of new deformation model Invention becomes obvious. Model that would explain behavior of soft clays reinforced by vertical elements. Current research provides theoretical equations those are created based on review of recent scientific publications. Theory is developed based on assumption of soil's and reinforcement conjunction deformability. Equations for reinforcement and soil's body stress calculations are made based on sequence of processes at soft clays those appear after load application including consolidation, rheology. Proposed equations allow predicting foundation settlements' figures depending on time for the cases when bedding consists from soft water saturated clayey soils reinforced with vertical elements. Calculated stresses allow calculating strains of reinforced soil as per heritage creep theory by Boltzmann – Walter. Invented theory certainly requires verification by number of additional tests that would deeply investigate time series deformation. It needs to be simplified by creating simple calculation software program.*

Keywords:

strengthening of water saturated clayey soils; water saturated clayey soil; soil reinforcement; soft clay; pore pressure; buildings' foundations; consolidation; rheological parameter; time series deformation; deformation model

---

<sup>1</sup> Corresponding author

1. 89817198862, nrenatkazan@gmail.com (Nurmukhametov Renat, engineer)