

УДК 624.151.2

**Сафин Д.Р.** – кандидат технических наук, доцент

E-mail: d.safin@list.ru

**Казанский государственный архитектурно-строительный университет**

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

### **Экспериментальные исследования НДС слабых водонасыщенных глинистых грунтов, армированных вертикальными элементами**

#### **Аннотация**

В статье приводятся результаты проведенных в объемных лотках экспериментальных исследований. В лабораторных условиях были испытаны образцы слабых глинистых грунтов, армированных вертикальными элементами. В качестве вертикальных армирующих элементов выступают песчаные и известково-песчаные сваи. На основании результатов проведенных исследований предложен упрощенный подход к расчету оснований, сложенных из слабых водонасыщенных глинистых грунтов, армированных песчаными сваями.

**Ключевые слова:** грунт, слабый глинистый грунт, армирование, песчаная свая, известковая свая, деформации.

Трудность использования слабых водонасыщенных глинистых грунтов в качестве оснований гражданских, промышленных, гидротехнических, транспортных и других сооружений определяется следующим:

1. Водонасыщенные глинистые грунты характеризуются значительным коэффициентом пористости, что свидетельствует об их малой уплотненности (обычно коэффициент пористости больше единицы), соответственно, сооружения, возведённые на таких грунтах с модулем общей деформации меньше  $E < 5$  МПа (коэффициент относительной сжимаемости  $m_v > 0,05-0,1$  см<sup>2</sup>/кг) испытывают большие и неравномерные осадки, обусловленные высокой сжимаемостью грунтов.

2. Водонасыщенные глинистые грунты имеют малую прочность – угол их внутреннего трения обычно равен 5-12<sup>0</sup>, а сцепление 10-30 кПа. Поэтому обеспечить устойчивость фундаментов и отдельных сооружений, возведённых на толще таких грунтов, очень сложно. Особенно трудно обеспечить устойчивость сооружений с эксцентричным приложением нагрузки к фундаментам и при действии горизонтальных сил. Большие сложности возникают и при устройстве на слабых водонасыщенных глинистых грунтах дамб и земляных плотин, так как очень трудно обеспечить устойчивость самих сооружений и их откосов в этих случаях.

3. Осадка сооружений, расположенных на слабых водонасыщенных глинистых грунтах, происходит в течение длительного времени. Это объясняется тем, что глинистые грунты имеют малое и неодинаковое значение коэффициента фильтрации  $K_f \approx 10$  см/сут, а уплотнение водонасыщенных грунтов в основном определяется процессами отжатия воды, заполняющей поры грунта, к дренажным поверхностям.

Как уже упоминалось, основные сложности, возникающие при строительстве сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах, обусловлены медленным отжатием поровой воды до дренажной поверхности. Время отжатия воды зависит от пути фильтрации, который проходит отжимаемая вода до дренажной поверхности. Начиная с 1950г. по предложению проф. Ю.М. Абелева [4] для уплотнения слабых водонасыщенных глинистых грунтов широко применяют песчаные сваи, представляющие собой вертикальные песчаные дрены, вокруг которых создаются зоны уплотнения. Под действием напряжений, возникающих при изготовлении песчаных свай, на определённом расстоянии вокруг песчаной сваи в поровой воде грунтов возникают напоры, под действием которых поровая вода отжимается в тело песчаной сваи. В тоже время, в отличие от песчаных дрен, увеличивается модуль деформации окружающего

грунтового массива. В настоящее время разработано несколько типов технологии устройства песчаных и известковых свай, гарантирующих их непрерывность по длине и обеспечивающих зону уплотнения грунтов вокруг свай. Основу расчетам вертикальных дрен в виде песчаных свай положили М.Ю. Абелев, К. Терцаги, Б.П. Попов, В.А. Флорин и др. Все существующие расчеты оснований с вертикальными дренами и песчаными сваями базируется на теории фильтрационной консолидации. Расчеты заключаются в определении степени уплотнения (консолидации) грунтов основания под воздействием внешней нагрузки в любой момент времени. В то же время для сильносжимаемых водонасыщенных грунтов на первой стадии уплотнения (степень консолидации 0,7-0,8) решающая роль принадлежит фильтрационной консолидации, а на второй стадии уплотнения (степень консолидации 0,8-1,0) основная роль принадлежит вторичной консолидации. Грунты различного происхождения, состава и физико-механических свойств характеризуются различной степенью ползучести при сжатии, и доля осадки, приходящаяся на вторичную консолидацию, может составлять 50 % и выше. Ю.К. Зарецким, Н.А. Цытовичем и З.Г. Тер-Мартirosяном получены решения для осесимметричной задачи теории консолидации. В них учитывается и вторичная консолидация грунтов, и сжимаемость поровой воды и переменность характеристик уплотняемости грунта в процессе консолидации. Все существующие методы расчета рассматривают работу одной вертикальной дрены с деформируемой зоной вокруг неё.

В данной работе были запланированы и проведены экспериментальные исследования в лабораторных условиях с целью изучения деформативности армирующих элементов и армированного грунтового основания в целом. Испытания проводились в лотке с внутренними геометрическими размерами 40x40x40 см. Для испытаний была принята глина легкая пылеватая со следующими физическими характеристиками:  $W_p = 20\%$ ,  $W_L = 39\%$ ,  $\rho_s = 2,72 \text{ г/см}^3$ . Грунт предварительно высушивали, размалывали и просеивали через сито с отверстиями 2 мм. Просеянный грунт затворяли на заданном количестве воды с температурой около 40°. Полученную пасту при влажности  $W=31\%$  загружали в эксикатор, где её вакуумировали в течении 1 ч. В испытательный лоток грунтовую пасту загружали порциями по 3-4 кг. Через каждые 75 мм по высоте лотка устраивали песчаную подсыпку толщиной в 1 мм. Такая прослойка песка после проведения испытаний позволяла визуально определить деформации грунтового массива по глубине. Каждый слой тщательно выравнивали металлической рейкой. При укладке грунтовой пасты добивались плотности  $1,85 \text{ г/см}^3$ . Средние значения угла внутреннего трения и удельного сцепления по результатам испытаний отобранных послойно образцов составили  $\varphi = 12^\circ$ ,  $c = 13 \text{ кПа}$ .

Были изготовлены и испытаны три серии образцов: первая серия – грунтовый массив без армирующих элементов; вторая серия – армирующие элементы в виде песчаных свай; третья серия – армирующие элементы в виде песчаных свай с добавлением негашеной извести в пропорции 1:4. Для изготовления армирующих элементов в грунтовую пасту строго вертикально забивали тонкостенную трубку диаметром 8 мм с остроконечным сердечником внутри. По достижении заданной глубины сердечник извлекали, и полость трубы заполняли песком. Далее поворотами и небольшими рывками выдергивали обсадную трубу, одновременно прикладывая усилие к сердечнику. Выходящий из трубы песок образовывал песчаную дрину. С целью дополнительного уплотнения грунта вокруг песчаной дрены, по технологии изготовления песчаных свай, указанную процедуру повторяли в тело готовой дрены на глубину до 0,5 её длины. Как показала дальнейшая откопка, тело песчаной сваи не имело разрывов, при этом фактический диаметр сваи получался до 10 мм. Шаг армирующих элементов был принят 35 мм, длина 150 мм. На поверхности армированного массива под штампом устраивали песчаную подушку толщиной 15 мм. Песчаная подсыпка способствовала равномерному распределению нагрузки под штампом и свободному дренированию поровой воды. Испытания начинали по истечении 7 дней после изготовления армирующих элементов.

Нагрузку на массив передавали через жесткий металлический штамп диаметром 160 мм, давление под штампом увеличивали ступенями по 25 кПа. Осадка штампа измерялась прогибомерами, деформации поверхности грунта измерялись четырьмя индикаторами часового типа. Общая схема испытательной установки представлена на рис. 1.

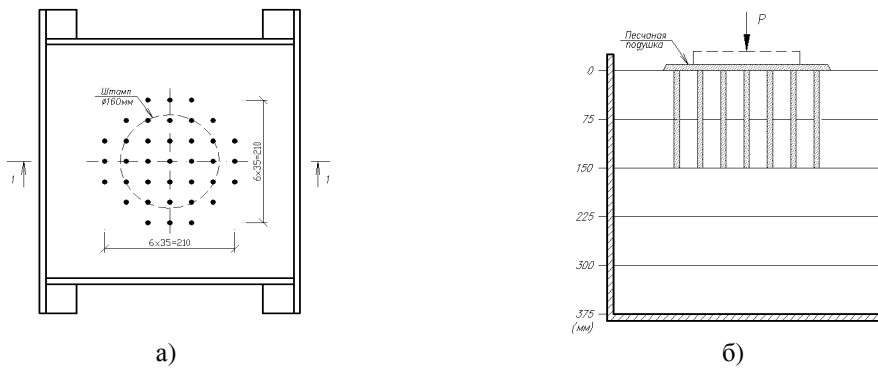


Рис. 1. Общий вид экспериментальной установки (объемный лоток):  
а) вид сверху; б) сечение I-I

За критерий условной стабилизации деформаций была принята скорость деформаций 0,1 мм за 12 часов выдержки под нагрузкой. Результаты испытаний в виде осадки штампа для трех серий экспериментов представлены на рис. 2. Графики построены по осредненным значениям нескольких экспериментов в каждой серии.

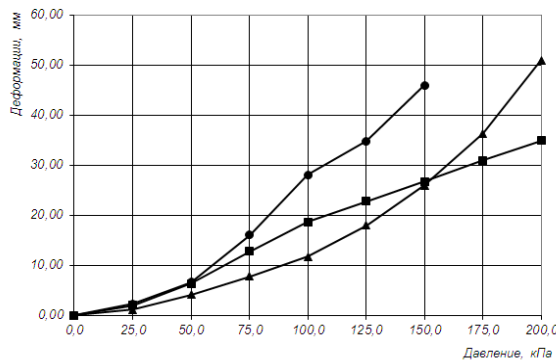


Рис. 2. Вертикальные деформации штампа:  
1 – грунтовый массив без армирующих элементов;  
2 – армирующие элементы в виде песчаных свай;  
3 – армирующие элементы в виде известково-песчаных свай

По окончании испытаний экспериментальный лоток разбирался, массив грунта по центру разрезался металлической струной на две половинки. Абсолютные вертикальные деформации отдельных слоев грунта (по результатам замеров деформаций песчаных прослоек) приведены на рис. 3 и рис. 4. В различных зонах по глубине массива были отобраны образцы грунтов с последующим определением плотности и влажности.

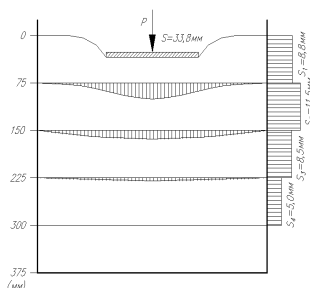


Рис. 3. Осредненные значения деформации отдельных слоев массива грунта для серии с песчаными сваями (по завершении эксперимента,  $t=96$  часов)

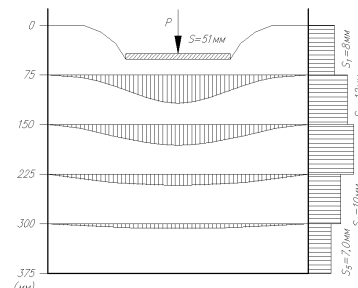


Рис. 4. Осредненные значения деформации отдельных слоев массива грунта для серии с песчаными сваями с добавлением извести (по завершении эксперимента,  $t=96$  часов)

Максимальное давление, приложенное на образец массива без армирующих элементов, составило 150 кПа, при этом максимальная осадка штампа составила 46 мм. Как

видно по графику (рис. 2), деформации штампа интенсивно начинают расти в интервале давлений 25-50 кПа. С определенной уверенностью можно предположить, что в этом интервале находится величина структурной прочности сжатия грунта под штампом, которая в данном случае обусловлена водно-коллоидными связями. Опыты многих исследователей, занимавшихся структурной прочностью сжатия водонасыщенных грунтов, показали, что в подавляющем большинстве случаев при длительных испытаниях штампами структурная прочность сжатия получается либо равной аналогичным результатам компрессионных испытаний, либо большей. Для определения структурной прочности сжатия слабых водонасыщенных глинистых грунтов, по результатам испытаний на срезном приборе, можно воспользоваться формулой, предложенной В.В. Роциным:

$$p_{смп} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1)$$

В нашем случае эта величина составляет  $p_{смп} = 32$  кПа, по превышению которой деформации грунта начинают расти практически с постоянной скоростью. Максимальные деформации основания при давлении 150 кПа превышали деформации образцов из серий с армированными массивами на 70 %.

Максимальное давление, приложенное на образцы третьей серии экспериментов с армирующими элементами в виде песчаных свай с добавлением негашеной извести в пропорции 1:4, составило 200 кПа, при этом средняя осадка штампа в серии составила 51 мм. Деформации осадки штампа для этой серии в интервале давлений до 100 кПа значительно меньше (до 50 %) деформаций образцов с песчаными армоэлементами. Однако, при последующем увеличении давления до 150 кПа деформации образцов двух серий выравниваются, а уж в интервале давлений 150-200 кПа деформации образцов с известково-песчаными сваями превышают деформации массива с песчаными сваями на величину до 30 %. При устройстве армирующих элементов в результате погружения трубы с закрытым концом происходит уплотнение грунта. А в процессе изготовления армирующих элементов в виде песчаных свай с добавлением негашеной извести в пропорции 1:4, при взаимодействии с водой происходит гашение извести и происходит увеличение диаметра сваи до 10-15 %, что вызывает дополнительное уплотнение окружающего грунта. Однако в дальнейшем тело сваи приобретает некоторую прочность, и армирующий элемент начинает вести себя подобно железобетонным висящим сваям. Во-первых, в результате уплотнения тела сваи она теряет свои дренажные способности и поровая вода либо отжимается в противоположном от сваи направлении, либо перемещается по контакту, что выступает в качестве «смазки» по контакту и способствует проскальзыванию свай под нагрузками. Во-вторых, в результате увеличения модуля деформации сваи, приложенная к основанию нагрузка практически вся воспринимается сваями и передается через нижние концы свай. Таким образом, указанные конструкции свай могут быть удачно применены при наличии надежных подстилающих слоев грунта. При отсутствии таких подстилающих слоев проскальзывание армирующих элементов вызывают большие деформации осадки штампов. Как видно из рис. 4, при применении таких свай вертикальные напряжения передаются на более глубокие слои и вызывают их деформирование. При давлении под штампом 100 кПа давление под острием армирующих элементов начинает превышать расчетное сопротивление ( $R = 70-80$  кПа) слабого подстилающего слоя, и начинается процесс проскальзывания. Вертикальные деформации армирующих элементов особенно интенсивно начинают возрастать при давлениях 175-200 кПа, так как давление под острием сваи начинает приближаться к величине силы предельного сопротивления основания ( $N_u = 0,2$  кН).

Работа армирующих элементов в виде песчаных свай существенно отличается. Нагрузка от штампа в этом случае практически одновременно передается на поверхность слабого грунта и на армирующие элементы. Песчаные сваи практически не передают напряжения на нижележащие подстилающие слои, происходит боковое расширение тела свай с обжатием окружающего массива. При этом поровая вода свободно циркулирует в песчаную сваю. Как видно из рис. 3, основная часть деформаций сжатия проявляется в верхних слоях армированного массива. По результатам определения плотности грунта после проведения испытаний так же видно, что в верхнем слое плотность грунта увеличилась в случае песчаных свай на 10 %, в случае известково-песчаных свай на 4 %.

Таким образом, с определенной уверенностью можно утверждать, что наибольший эффект от армирования слабых водонасыщенных глинистых грунтов можно получить при использовании песчаных свай, обладающих хорошими фильтрационными свойствами.

Как указывалось выше, при внедрении песчаных свай в массив слабого грунта происходит уплотнение окружающего грунтового массива. Пренебрегая тем обстоятельством, что в верхней части массива, при уплотнении возможно выдавливание грунта межсвайного пространства вверх, компрессионную зависимость для плоского сечения при уплотнении в первом приближении можно записать в следующем виде:

$$e_{\text{упл}} = e_0 - \frac{F_{\text{св}}}{F_{\text{общ}}} (1 + e_0), \quad (2)$$

где  $e_{\text{упл}}$  – коэффициент пористости грунта окружающего массива после уплотнения песчаными сваями;

$e_0$  – начальный коэффициент пористости грунта окружающего массива;

$F_{\text{общ}}$  – фактическая площадь уплотняемого основания;

$F_{\text{св}}$  – фактическая площадь сечения всех песчаных свай в массиве.

Принимая за основу график компрессионной зависимости слабого грунта, трансформируем его таким образом (рис. 5), чтобы начальное давление  $P^*=0$  трансформированной компрессионной кривой соответствовало давлению при  $e^* = e_{\text{упл}}$ . Далее по трансформированному графику для определенного интервала давлений  $P_i^* - P_{i+1}^*$  определяем значение модуля общих деформаций для уплотненного песчаными сваями грунта межсвайного пространства  $E_{\text{зр}}$ . По результатам компрессионных испытаний, для образцов неармированного грунта при  $e_0 = 0,91$  и интервале давлений 25–150 кПа, получены значения модуля деформаций  $E_0 = 0,6$  МПа. После внедрения песчаных свай с уплотнением, используя зависимость (3) получаем коэффициент пористости уплотненного грунта межсвайного пространства  $e_{\text{упл}} = 0,8$ . По трансформированной диаграмме рис. 5 в интервале давлений  $P_i^* - P_{i+1}^* = 75 - 200$  кПа получаем  $E_{\text{зр}} = 1,1$  МПа (интервал давлений для определения модуля деформации грунта межсвайного пространства сместился на величину  $P = 50$  кПа, соответствующему  $e^* = e_{\text{упл}} = 0,8$ ).

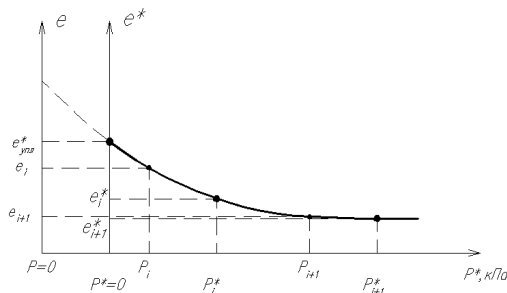


Рис. 5. Трансформированный график компрессионной зависимости

Эквивалентный модуль деформации армированной части слабого массива грунта можно определить по зависимости, предложенной проф. Мирсаяповым И.Т. [1] с учетом экспериментальной функции  $f_1$ :

$$E^{\text{экв}} = \left( \frac{E_{\text{зр}} (F_{\text{зр}} - F_{\text{св}})}{F_{\text{зр}}} + \frac{E_{\text{св}} \cdot F_{\text{св}}}{F_{\text{зр}}} \right) \cdot f_1(s, l, d \dots), \text{ МПа} \quad (3)$$

где  $E_{\text{зр}}$ ,  $F_{\text{зр}}$  – модуль деформации и площадь сечения грунта окружающего массива;

$E_{\text{св}}$ ,  $F_{\text{св}}$  – модуль деформации и площадь сечения всех песчаных свай;

$f_1(s, l, d \dots)$  – экспериментальная функция, учитывающая параметры армирования (шаг, длину, диаметр свай и т.д), действительная на начальный момент консолидации.

Экспериментальное значение функции  $f_1$  для основания, армированного песчаными сваями, по результатам серии испытаний предлагается принять  $f_1 = 0,67$ , и эквивалентный модуль деформации армированного массива при этом получаем  $E^{\text{экв}} = 1,3$  МПа.

В то же время, в результате проведенных экспериментов получены следующие значения модуля деформации:

– модуль деформации массива в целом, по результатам обработки данных по методике штамповых испытаний  $E^{um} = 0,68-0,84$  МПа;

– модуль деформации армированного массива, полученный, используя фактические значения деформаций отдельных слоев (рис. 3) и используя коэффициент рассеивания напряжений по глубине по методике СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений»  $E^{\phi} = 1,21-1,38$  МПа.

Низкие значения модуля деформации грунтов по результатам обработки по методике штамповых испытаний объясняется тем, что эти значения имеют осредненный характер, включают в себя характеристики и армированного массива в верхней части, и слабого грунта ниже армированной части. В то же время необходимо отметить, как показывают исследования [4, 5], при небольших значениях площади штампов, значения модуля деформаций слабых водонасыщенных грунтов получаются практически до 1,5 раз меньше значений, полученных штампами площадью 10000 см<sup>2</sup>.

Расчет осадки можно производить методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i}^{cp} - \sigma_{z\gamma,i}^{cp}) h_i}{E} \cdot f_2(\mu, k, t...), \quad (5)$$

где  $\sigma_{zp,i}^{cp}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в  $i$ -м слое грунта;

$\sigma_{z\gamma,i}^{cp}$  – среднее значение вертикального напряжения от собственного веса грунта в  $i$ -м слое;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

$E$  – модуль деформации грунта (в пределах армированного массива принимается равным  $E^{экс}$ ).

$f_2(\mu, k, t...)$  – экспериментальная функция, учитывающая такие параметры, как процент армирования  $\mu = \frac{F_{cs}}{F_{cp}}$ , соотношение модулей деформации неармированной и

армированной части массива  $k = \frac{E_0}{E^{экс}}$ , время и т.д., равная  $f_2 = 1,3$ .

В результате вычислений по формуле (5) прогнозируемая осадка для серии испытаний с песчаными сваями была получена  $s = 34,1$  мм, что удовлетворительно согласуется с результатами проведенных испытаний  $s_{\phi} = 31,3-37,8$  мм.

Следует отметить, что предлагаемые экспериментальные функции  $f_1(s, l, d...)$ ,  $f_2(\mu, k, t...)$  требуют уточнения путем проведения полномасштабных исследований в лабораторных и полевых условиях.

### Список библиографических ссылок

1. 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.
2. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Методика расчета армированных оснований // Вестник гражданских инженеров, 2009, № 2 (19). – С. 124-125.
3. Сафин Д.Р. Исследование деформативности водонасыщенных глинистых грунтов, армированных вертикальными армирующими элементами // Известия КГАСУ, 2008, № 2 (10). – С. 81-84.
4. Хасанов Р.Р., Гиниятуллин Р.Р. Экспериментальные исследования деформативности водонасыщенных глинистых грунтов при циклических нагрузениях // Известия КГАСУ, 2008, № 2 (10). – С. 85-89.
5. Абелев М.Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. – М.: Стройиздат, 1973. – 288 с.

6. Абелев М.Ю., Цытович Н.А. Вопросы применения теории фильтрационной консолидации для сильносжимаемых водонасыщенных глинистых грунтов. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1964, № 3. – С. 4-7.
7. ГОСТ 12248-10. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости: – М.: Стандартинформ, 2011. – 83 с.
8. ГОСТ 20276-99. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости: – М.: Стандартинформ, 1999. – 57 с.

**Safin D.R.** – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: d.safin@list.ru

**Kazan State University of Architecture and Engineering**

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

### **Experimental studies of VAT weak water-saturated clay soils, reinforced with vertical elements**

#### **Resume**

In the given work experimental researches in volume trays have been planned and spent. In laboratory conditions samples weak clay grounds, reinforced by vertical flexible elements have been tested. As reinforcing elements sandy piles have been accepted. For manufacturing of reinforcing elements into soil paste strictly vertically hammered in a thin-walled tube in diameter of 8 mm with the peaked core inside. On reaching the set depth the core took, and a pipe cavity filled with sand. Tests began after 7 days after manufacturing of reinforcing elements. Loading to a file was transferred through a rigid metal stamp in diameter by of 160 mm, pressure under a stamp was increased steps on 25 kPa.

On the basis of results of the spent researches the engineering approach to calculation is developed. By the offered simplified design procedure it has been calculated predicted a deposit of a file of the weak clay ground reinforced by sandy piles. Divergences between predicted settlement values and values a deposit on experimental data has made a deposit to 50 %. This results from the fact that at the given technique secondary consolidation and as it has been told above, the share deposits falling to secondary consolidation is not considered, for water saturated clay grounds can make 50 % and above.

**Keywords:** ground, weak clay ground, reinforcing, sandy pile, limy pile, deformations.

#### **Reference list**

1. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Prediction of deformation of the foundation with the long-term non-linear deformation of soil // Scientific and technical magazine «OFMG», 2011, № 4. – P. 16-23.
2. Mirsayapov I.T., Popov A.O. Design procedure of the reinforced bases // Vestnik grazhdanskikh inzhenerov, 2009, № 2 (19). – P. 124-125.
3. Safin D.R. Vertically reinforced water-saturated clay soil body deformability studies // Izvestiya KGASU, 2008, № 2 (10). – P. 81-84.
4. Khasanov R.R., Ghiniatullin R.R. Experimental studies of deformation of water saturated clayey soils under cyclic loads // News of the KSUAE, 2008, № 2 (10). – P. 85-89.
5. Abelev M.Y. Weak water-saturated clay soil as the bases of constructions. – М.: Stroizdat, 1973. – 288 p.
6. Abelev M.Y., Tsytovich N.A. Questions of application of the theory of filtrational consolidation for water saturated clay soil. // Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov, 1964, № 3. – P. 4-7.
7. GOST 12248-10. Soils. Laboratory methods for determining the strength and strain characteristics: – М.: Standartinform. 2011. – 83 p.
8. GOST 20276-99. Methods of the field determination of descriptions of durability and deformability: – М.: Standartinform. 1999. – 57 p.