

Экспериментальные исследования и численное моделирование взаимодействия армированного шлаконабивными массива с просадочным грунтом

Реферат

В статье приведены краткий обзор существующих исследований армированного грунта вертикальными элементами и результаты экспериментальных исследований осадок армированного массива просадочных грунтов II типа при просадках окружающих грунтов от собственного веса, проведенных в НИИОСП. Для численного моделирования просадки использована реологическая модель «ползучести слабого грунта (SSC)» в рамках программы PLAXIS 3D Foundation Version 2.1. Предложена методика определения параметров модели ползучести слабого грунта: индекса ползучести C_a просадочного грунта по его относительной просадочности ε_{sl} ; индекса сжимаемости C_c по компрессионным испытаниям образцов просадочного грунта методом одной кривой при их естественной влажности; рекомпрессии C_s по ветви вторичного нагружения.

Введение

Термин армированный грунт, обязанный своим происхождением армированному бетону, применительно к грунтам впервые использован французским инженером Анри Видалем, 1964 [1] для обозначения горизонтальных и наклонных армирующих элементов в грунте, работающих на поперечный изгиб. Затем появилось большое количество исследователей вертикальных армирующих элементов в слабых грунтах: Хьюгс Д., Уиттерс Н, 1974,1975, [2,3], М'Кена Д., 1975 [4], Торнборн С., 1975, [5], Х.Приб, 1976, [6]. Вероятно, первое опубликованное применение термина армирования к просадочным грунтам принадлежит В.И. Крутову, И.К. Попсуенко,1976 [7], для обозначения вертикальных элементов, работающих за счет трения вдоль их боковой поверхности, отличающихся принципом работы от горизонтальных и наклонных армирующих элементов, а также вертикальных элементов в слабых грунтах. Метод армирования просадочных толщ вертикальными элементами довольно широко применялся на территориях с просадочными грунтами II типа и в настоящее время, также, отмечается его применение. Армирование просадочных грунтов вертикальными элементами имеет бесспорные экономические и в некоторых случаях технические преимущества по сравнению со свайными фундаментами. Однако, несмотря на применение, метод армирования просадочных грунтов вертикальными элементами не освещен в полной мере в действующих нормативных документах. В СП 22.13330.2016 [8] армированные вертикальными элементами массивы рассматриваются, как трансверсально-изотропные и их расчеты предлагается выполнять по формулам, основанным на отношении объема армирующих элементов к объему армируемого массива без учета взаимодействия грунта с армирующими элементами. Недоучет взаимодействия грунта с армирующими элементами, при расчете и проектировании, по-видимому, идет в запас, который, однако, в ряде случаев может привести к нерентабельным или ненадежным решениям. Кроме того, в действующих СП 22.13330 [8] не учтены особенности расчета армированных массивов в просадочных, слабых и насыпных грунтах. Необходимо отметить, что СП 22.13330 [8] рекомендует проводить экспериментальные исследования и/или численное моделирование армированных вертикальными элементами грунтов. Последнее весьма привлекательно с экономической точки зрения, однако отсутствие методики численного моделирования просадки и калибровки параметров расчетных моделей просадочного и

армированного грунтов, сдерживает численное моделирование взаимодействия армированных массивов с окружающими просадочными грунтами при просадках их от собственного веса. основополагающие работы по теории и практике армирования грунтов были проведены в 70-е годы прошлого столетия, когда численные методы не были столь развиты применительно к геотехнике.

В настоящей работе приведены результаты натурных крупномасштабных исследований армированного вертикальными элементами массива просадочного грунта при просадке окружающих грунтов от собственного веса и численное моделирование проведенных опытов с калибровкой параметров реологической модели ползучести слабого грунта (Soft Soil Creep, SSC) применительно к просадочному грунту на основе пространственного расчета по программе PLAXIS 3D Foundation Version 2.1 [9].

Результаты экспериментального исследования армированного массива просадочного грунта

Долговременные масштабные опытные работы по исследованию осадок армированных массивов просадочных грунтов II типа проводились на нескольких площадках в городах Запорожье и Яване по методике, разработанной в НИИОСП В.И. Крутов, И.К.Попсуенко 1976, 1977,2001 [7, 10,11], предусматривающей исследование взаимодействия полномасштабных натурных армированных массивов с окружающими грунтами естественной структуры при просадках их от собственного веса. Ввиду ограниченного объема статьи, в настоящей работе рассматриваются результаты экспериментов и численное моделирование только по одной из экспериментальных площадок.

Опытная площадка №1 6-го микрорайона Хортицкого жилмассива г. Запорожья расположена на правом берегу р. Днепр. Геологический разрез площадки (таблица 1) представлен комплексом лёссовых суглинков и супесей общей толщиной 28м. Лёссовидные суглинки и лёссы разделены на отдельных горизонтах погребёнными почвами и прослойками красно-бурых суглинков. Лёссовидные суглинки и лёссы обладают просадочными свойствами до глубины 20м (таблица 1). Ниже залегают непросадочные суглинки красновато-бурого цвета-водоупор, которые на глубине 22,1м сменяются непросадочными лёссовидными суглинками, залегающими на глубину до 27-29 м. Лёссовидные суглинки верхнего горизонта на глубину 9м характеризуются относительной просадочностью от 0,001 до 0,04, с объёмным весом скелета их в верхней зоне на глубину 14м 1,32-1,43т/м³ , а в нижней части 1,41-1,66 т/м³. Начальное просадочное давление изменяется от 0,13 до 0,17 МПа. Площадка относится ко II типу грунтовых условий по просадочности с возможной просадкой от собственного веса 73-96см. До разведанной глубины 30,0м от дневной поверхности грунтовые воды не вскрыты.

Целью экспериментов на опытной площадке №1 являлось исследование напряженно-деформированного состояния армированного массива грунта при его одностороннем замачивании, как наиболее неблагоприятном для конструкций здания на просадочных грунтах II типа. На опытной площадке был выполнен армированный 25 шлаконабивными сваями массив лёссового грунта размером в плане 12x13м (рисунок 1) глубиной уплотнения до 20 м. Шлаконабивные сваи располагались в шахматном порядке через 3м шестью рядами по 3-5 свай в каждом ряду. Сваи диаметром 0,5 м глубиной 20 м выполнялись в пробитых скважинах с устойчивыми стенками при помощи ударных карьерных станков БС-1м, производящих 60 ударов в минуту снарядом, представляющим

собой ударную штангу с чугунным заостренным наконечником общим весом 3,5 т, диаметром 425 мм, автоматически сбрасываемым на забой скважины с высоты 1-1,5 м.

Таблица 1 Физико-механические свойства площадки

Диапазон глубины, м	Наименование грунта	Влажность естественная, W	Объемный вес скелета грунта, кН/м^3	Относительная просадочность, ϵ_{sl}	Модуль деформации $E/E_{водон.}$	Угол внутреннего трения, град φ/φ_{sat}	Удельное сцепление, кПа c/c_{sat}
0-2	Суглинок лессовидный	0,16	16,5	0,007	7.5/6	20/18	25,5/10
2-4	Суглинок лессовидный	0,14	14,3	0,008	11,5/4	20/16	18/10
4-6	Суглинок лессовидный	0,12	13,2	0,04	8,5/2,5	20/15	18/10
6-10	Лёсс	0,11	13,2	0,03	11/4,9	14/7	18/10
10-14	Суглинок лессовидный	0,17	13,9	0,021	12/6	21/14	10/4
14-16	Погребенная почва	0,18	14,2	0,021	10,5/3,5	21/16	10/7
16-20	Лёсс	0,10	14,1	0,018	10,5/3,5	21/16	10/7
20-22	Суглинок красно-бурый непросадочный	0,18	16,1	-	15,5/7,5	25/21	16/15
22-24	Суглинок лессовидный	0,19	16,6	0.008	18/16	22/22	7/5

Наконечник под действием удара постепенно погружался в грунт на полную глубину устройства свай (20м), вытесняя при этом грунт в стенки скважины, образуя уплотнённую зону вокруг скважины. Затем скважина, порционно по 1 м, заполнялась увлажненным доменным шлаком с уплотнением тем же снарядом каждой порции 40-45 ударами. Прочность на одноосное сжатие образцов цементированного после уплотнения шлака, отобранных из свай составляла 2-4 МПа, модуль деформации по результатам испытаний на одноосное сжатие образцов отобранных из скважины составил 15000 МПа.

В торце армированного массива был отрыт котлован (рисунок 2) для его одностороннего замачивания. Для измерения давлений от сил отрицательного трения в шлаконабивные сваи № с-2 и с-15 (рисунок 1), а также в уплотнённый вокруг этих свай грунт и в грунт естественной структуры были установлены тензорезисторные преобразователи давлений м-70 -мессдозы из предварительно отрытых шурфов вдоль боковой поверхности свай до глубины 15,5 м. Для измерения просадок грунта на опытной площадке была установлена система поверхностных и глубинных марок.

Замачивание котлована производилось в течении 47 дней. Общий расход воды составил 2750м^3 , что соответствует $23,5\text{м}^3$ на 1м^2 замачиваемой площади котлована. Просадка грунта началась внутри котлована через 10 дней после начала его замачивания, затем развивалась на окружающей территории и через 15-17 дней появились осадки на поверхности армированного массива. При этом, перемещение поверхности грунта опытного участка как в пределах котлована так и вокруг него происходило неравномерно. Наибольшая неравномерность просадок наблюдались в котловане на участке шириной 2,5-3м приуроченном к грани армированного массива (рисунок 2) за счет «нависания» грунтов естественной структуры на армированный массив.

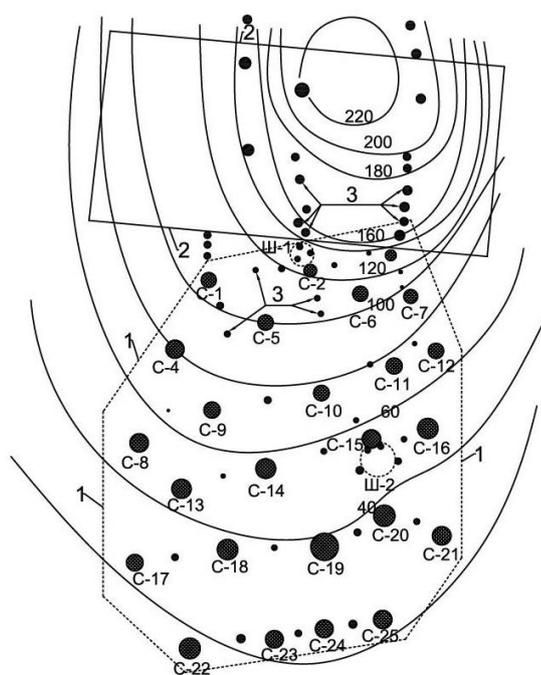


Рисунок 1. Схема котлована для замачивания, шлаконабивные сваи (С-1- С-25), 1- контур армированного массива, 2-котлована для замачивания, 3-поверхностные марки, Ш-1,2- шурфы для установки глубинных марок и мессдоз, линии равных просадок на конечном этапе измерений с указанием величин просадок в мм.

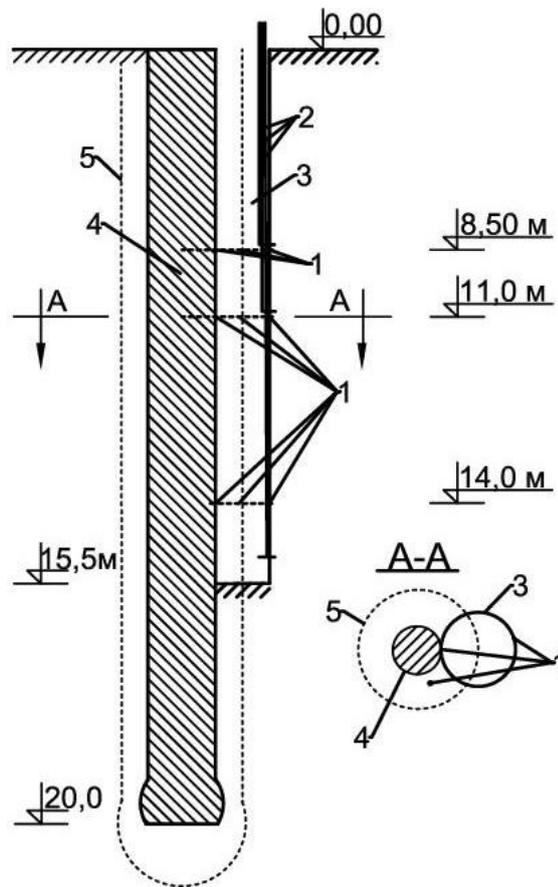


Рисунок 2 Схема установки месдоз 1 в сваю 4 и грунт, глубинных марок 2 в шурф 3, 5 -уплотненная вокруг сваи зона.

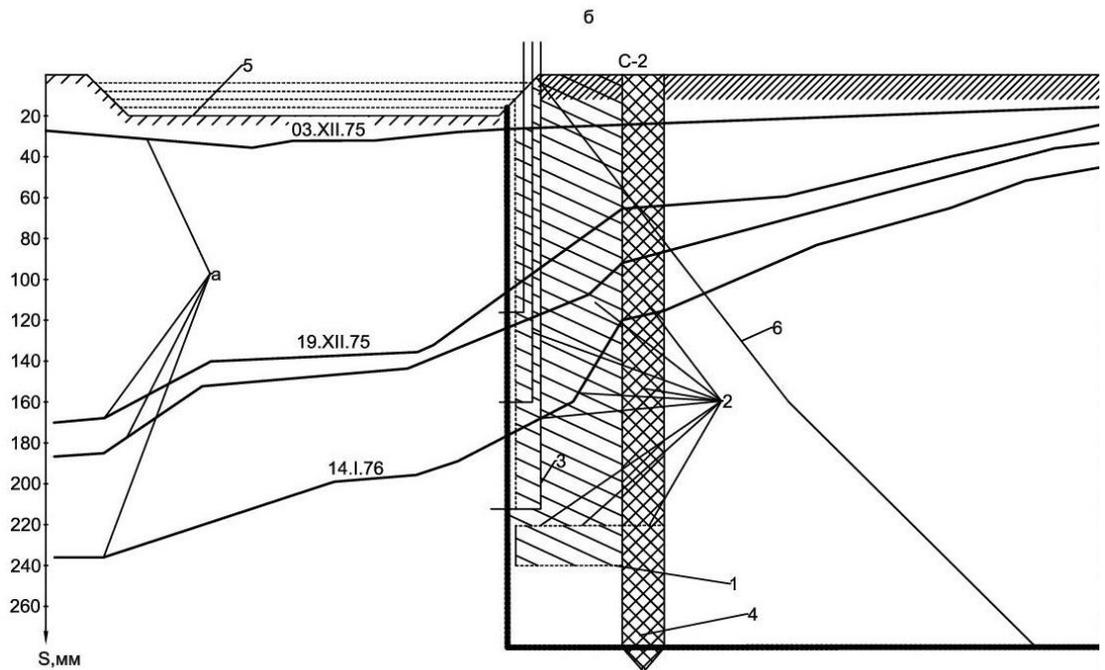


Рисунок 3 Разрез опытной площадки: а-профили просадки поверхности на различные периоды времени; б-шурф для установки месдоз и глубинных марок, 2- места установки

мессдоз, 3- глубинные марки, 4-шлаконаливная свая С-2 (см. рис. 1,2), 5- котлован для замачивания, 6- контур зоны водонасыщения.

В пределах армированного массива наибольшая разность просадок на поверхности наблюдалась на полосе шириной около 1,5-2м, примыкающей к котловану для замачивания (рис.3). Кроме этого, центр просадки грунта в котловане сместился в сторону от армированного массива к противоположному краю котлована. На основе анализа данных наблюдений за просадкой поверхности грунта можно сделать вывод о том, что смещение центра просадки грунта в сторону от армированного массива, а также повышенная неравномерность развития просадок в областях, непосредственно примыкающих к боковой грани армированного массива, вызваны взаимодействием армированного массива с примыкающим к нему лёссовым грунтом естественной структуры при просадке его от собственного веса.

Наблюдения за глубинными марками (рис.4) показывают, что сжатия армированного массива на глубину до 15 м, несмотря на его полное водонасыщение, не происходило, в то время как просадка грунтов естественной структуры в пределах замоченного котлована наблюдалась, начиная с глубины 6м. Отсюда можно сделать вывод о том, что осадка поверхности армированного массива происходила за счёт осадки подстилающего слоя, начиная с глубины 20м.

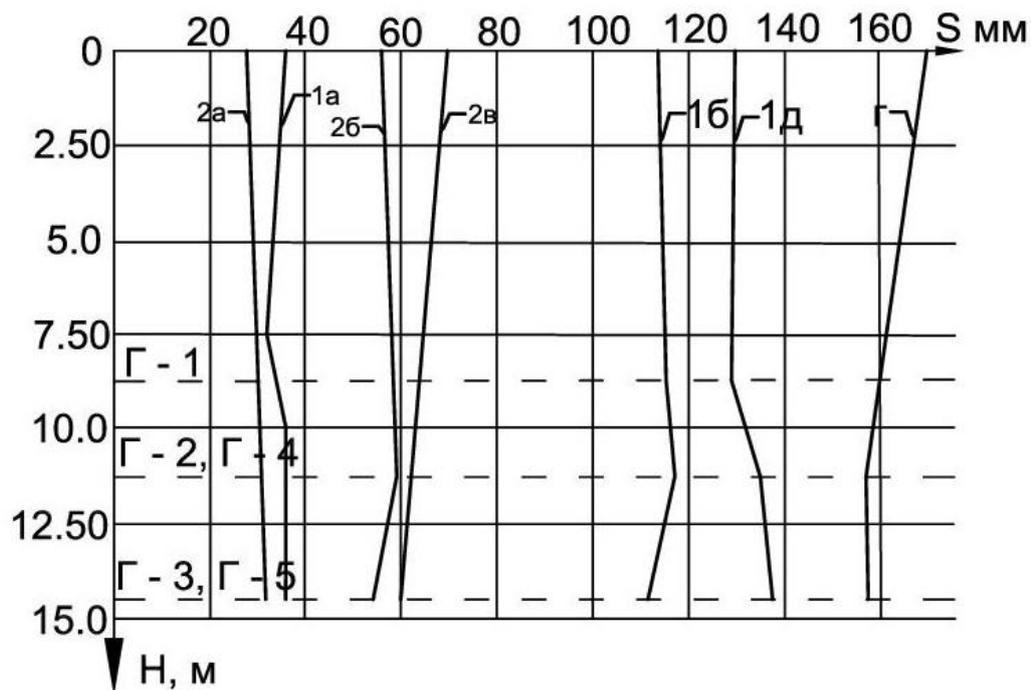


Рисунок 4 Просадки глубинных марок , установленных в шурфе №1-(1а,1б,1в, 1г) и в шурфе №2(2а,2б,2в); а-03.12.75,б-18.12.-75,в-24.12.75,г-14.01.75

Выполненные после прекращения замачивания исследования влажности грунтов путём проходки скважин на глубину до 20 м с отбором проб грунта на влажность через 1м по глубине позволили установить форму, размеры и границу увлажнённой зоны (рис.4). Анализ полученных данных показывает, что в результате замачивания толща грунтов в пределах части армированного массива, примыкающий к котловану для замачивания, и грунтов, подстилающих её, оказались полностью водонасыщенными. Однако, наблюдения за глубинными марками (рис.4) показывают, что сжатия армированного массива на

глубину до 15 м несмотря на его полное водонасыщение не происходило, в то время как просадка грунтов естественной структуры в пределах замоченного котлована наблюдалась, начиная с глубины 6м. Отсюда можно сделать вывод об устранении просадки в пределах контура армированного массива и о том, что осадка поверхности армированного массива происходила за счёт сжатия подстилающего слоя, начиная с глубины 15-20м.

Анализ результатов измерений вертикальных напряжений в армированном массиве (рис.4) в период просадки грунта указывают на совместную работу шлаконабивной сваи и уплотнённого вокруг сваи грунта на воздействие отрицательного трения при просадке окружающего их грунта естественной структуры, «нависающего» на сваю. Так, вертикальные напряжения в шлаконабивной свае и уплотненной зоне скачкообразно возрастают на начальной стадии просадки, а давления в естественном грунте снижаются до величин, меньших природных. Выполненные расчёты баланса напряжений в грунте в горизонтальных плоскостях по данным измерений показывают, что на глубине 11м суммарное давление на сваю и уплотнённый грунт составляет 493,2кН, а суммарный вес просадочного грунта, взаимодействующего с уплотнённым грунтом, равен 542 кН, т.е. нагружающие усилия от отрицательного трения и реакция в свае и в уплотненном грунте практически совпадают и расхождение указанных величин составляет не более 9,1%, т.е. наблюдается совместная работа свай, уплотненных зон и грунта естественной структуры без его проскальзывания по уплотненным зонам и сохранением баланса нагрузки на сваю от отрицательного трения и веса нависающего грунта в межсвайных промежутках.

Выполненные долговременные широкомасштабные экспериментальные исследования армированных просадочных грунтов на данной площадке, а также на других площадках [10] послужили основой для внедрения метода армирования просадочных толщ вертикальными элементами на десятках объектов г. Запорожья и одного здания в г. Душанбе.

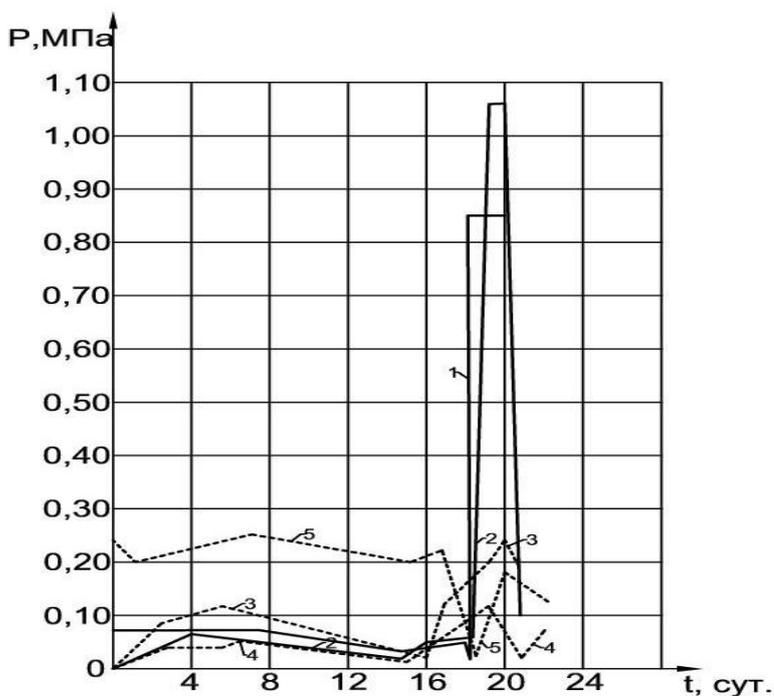


Рисунок 5 Графики изменения напряжений по шурфу Ш-1: 1- в свае на глубине 14м, 2-то же на глубине 11м, 3-в уплотненном грунте вокруг сваи на глубине 14 м, 4- то же на глубине 11м, 5- в грунте естественной структуры на глубине 11м.

Выводы по эксперименту

1. При одностороннем замачивании армированного массива с его торца происходит просадка в котловане и прилегающей к котловану части армированного массива. Центр просадок смещается относительно центра источника замачивания в сторону от армированного массива, а по контакту с ним на полосе армированного массива шириной 3-4 м возникает область повышенной неравномерности просадок.

2. За счет взаимодействия свай и грунта в межсвайных промежутках армированный массив работает, как одно целое. Взаимодействие армированного массива с окружающим лёссовым грунтом при просадке его от собственного веса сопровождается разгрузкой лёссового грунта естественной структуры в промежутках между армирующими элементами с одновременным повышением в них напряжений. При этом наибольшее повышение напряжений за счёт сил нагружающего трения происходит в самих армирующих элементах - шлаконабивных сваях и в меньшей степени в уплотнённом грунте вокруг свай.

3. В пределах толщи лёссовых грунтов, армированных шлаконабивными сваями, выполненными по шахматной сетке 3x3 м, полностью устраняются просадки грунта от собственного веса. Осадки поверхности армированного массива происходят в пределах подстилающего слоя за счёт сил отрицательного трения со стороны замачивания. Для полного устранения осадок армированного массива, армирование должно выполняться на всю величину просадочной толщи с учётом жесткости и несущей способности подстилающего непросадочного слоя.

4. Выполненные измерения напряжений показали, что входящие в армированный массив шлаконабивные сваи, уплотнённые вокруг них зоны и участки грунта естественной структуры на межсвайных промежутках работают совместно, без взаимного проскальзывания, а внутри армированного массива суммарные нагрузки равны разгружающим усилиям, что подтверждается отсутствием проскальзывания просадочного грунта внутри армированного массива по боковым поверхностям армирующих элементов при принятом расстоянии между их центрами 3 м.

Численное моделирование

Применительно к просадочным грунтам примеры численного моделирования просадочных деформаций с применением моделей упругопластического деформирования практически отсутствуют. Это обуславливается неопределенностью общепринятого понятия просадки, базирующейся на понимании просадки, как мгновенного разрушения структуры грунта в результате его увлажнения. Однако, опыт показывает, что просадка в массиве грунта развивается постепенно и может происходить в течении продолжительного периода времени. Реологическая природа просадки исследовалась в НИИОСП И.Г. Рабиновичем [11], им же совместно с профессором Крутовым В.И. был разработан ГОСТ 23161 [12], в котором относительная просадочность определяется в лабораторных условиях с увеличенным периодом условной стабилизации деформаций (0,01 мм за 3 часа) и увеличенным на 50 кПа давлением с прицелом на гарантированную реализацию полной просадки. Масштабные теоретические исследования временного характера фильтрации воды через толщу просадочных грунтов и развития просадки проведены А.А. Мустафаевым, 1984 [13]. На основе рассмотрения сложного временного взаимодействия межчастичных связей лёссовидных грунтов с влагой автором [13] создана математическая модель развития просадки, как реологического процесса нарастания пластических деформаций просадочного грунта при постоянных влажности и

нагрузке. При этом А.А. Мустафаевым доказано, что закономерности развития просадки во времени происходят в рамках теории наследственной ползучести. В современных конечно-элементных геотехнических программах [14] алгоритм реологических расчетов базируется также на теории наследственной ползучести с использованием параметров модели ползучести слабого грунта (SSC): показателей (индексов) первичной C_c , вторичной C_α консолидации грунта, рекомпрессии C_s определяемых по стандартным методикам. Таким образом, имея параметры модели ползучести для просадочного грунта, просадку можно рассчитать, как деформацию ползучести. Применительно к модели ползучести слабого грунта (SSC), имеющейся в геотехнической программе PLAXIS [14], это означает, что временной индекс ползучести C_α , необходимый в расчетах, можно в первом приближении функционально связать со стандартно, согласно ГОСТ 23161-2012 [12], определяемой методом одной кривой (Рисунок 6) относительной просадочностью ε_{sl} , характеризующей стабилизированную во времени просадочную деформацию, произошедшую в водонасыщенном образце под заданным давлением при постоянной влажности. Для этого нужно приравнять величину осадки S_α ползучести каждого слоя просадочного грунта (толщиной D за период $T-t$, необходимый для для фильтрации воды сквозь рассматриваемый слой грунта), стабилизированной согласно ГОСТ 23161-2012 [12] и определенной согласно СП 22.13330.2012 [8] величине просадки S_{sl} этого же слоя. Деформация ползучести слоя грунта толщиной D равна:

$$S_\alpha = D * C_\alpha * \log(T/t) \quad (1)$$

Просадка слоя грунта толщиной D согласно п. СП 22.13330.2012 [8] равна:

$$S_{sl} = D * \varepsilon_{sl} \quad (2)$$

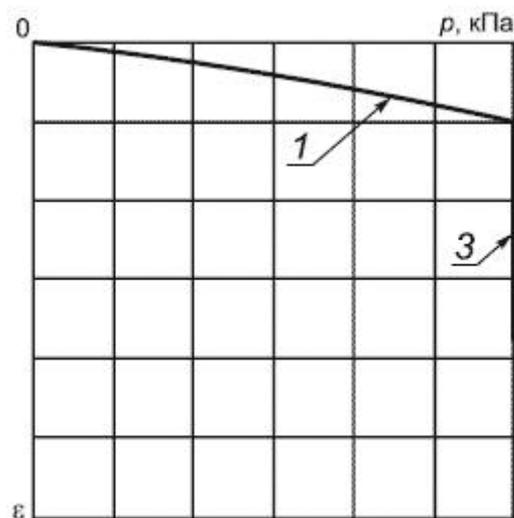


Рисунок 6 Определение относительной просадочности ε_{sl} согласно ГОСТ 23161-2012 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности [12]. 1 - относительное сжатие грунта с природной влажностью и в водонасыщенном состоянии в зависимости от давления; 3 - дополнительное относительное сжатие грунта в результате замачивания (относительная просадочность ε_{sl}) при заданном давлении

Приравнивая правые части зависимостей (1) и (2), получим индекс ползучести C_α , зависящий от относительной просадочности ε_{sl} :

$$C_\alpha = \varepsilon_{sl} / \log(T/t) \quad (3).$$

В формуле (3) - период T , сутки, принимается равным времени, необходимым для фильтрации воды через слой грунта толщиной D , м и может быть определен опытным путем, или по имеющимся эмпирическим зависимостям, Крутов В.И., Дьяконов В.П. [15], а также теоретически, согласно известным решениям о фильтрации воды в грунте, приведенным например в книге А.А. Мустафаева [13]. Период t , сутки, физически представляет собой отрезок времени начального развития просадки и при моделировании принимался равным 1 суткам.

Второй необходимый параметр модели (SSC) - индекс сжимаемости C_c можно вычислить по модулю деформации лессового грунта E в состоянии его естественной влажности при начальном коэффициенте пористости e_0 по формуле:

$$C_c = \frac{(1+e_0) P}{0,435 E} \quad (4)$$

Формула (4) взята из справочника [16], в котором индекс сжимаемости C_c связан с модулем деформации E , определенном в диапазоне давления P , равным числу « e »=2,72, десятичный логарифм которого равен 0,435. Индекс первичной сжимаемости C_c может быть определен и по стандартной методике ГОСТ 12248 [17].

Третий необходимый параметр модели ползучести слабого грунта (SSC) - индекс рекомпрессии C_s принят равным $1/5 C_c$ по аналогии с п. 5.6.31 СП 22.13330.2016 [8] применительно к модулю деформации, определяемому по ветви вторичного нагружения.

Для проверки применимости модели SSC к расчету просадки в полевых условиях выполнена её валидация/верификация согласно рекомендациям [] по эталонной задаче. Эталонная (контрольная) задача в рамках верификации и валидации – это четко определенная задача, для которой известно эталонное решение. В качестве эталонной задачи был принят столбик просадочного грунта сечением 1x1 м от поверхности до глубины 6м (рисунок 7), для которого просадка была определена согласно СП 22.13330 [] и по описываемой методике с использованием модели SSC. Сравнение полученных величин просадки: 120 мм по СП 22.13330 и с использованием модели SSC – 127 мм показывает их практическое совпадение, что свидетельствует о применимости предлагаемой методики для моделирования просадки, происходящей в натуральных условиях.

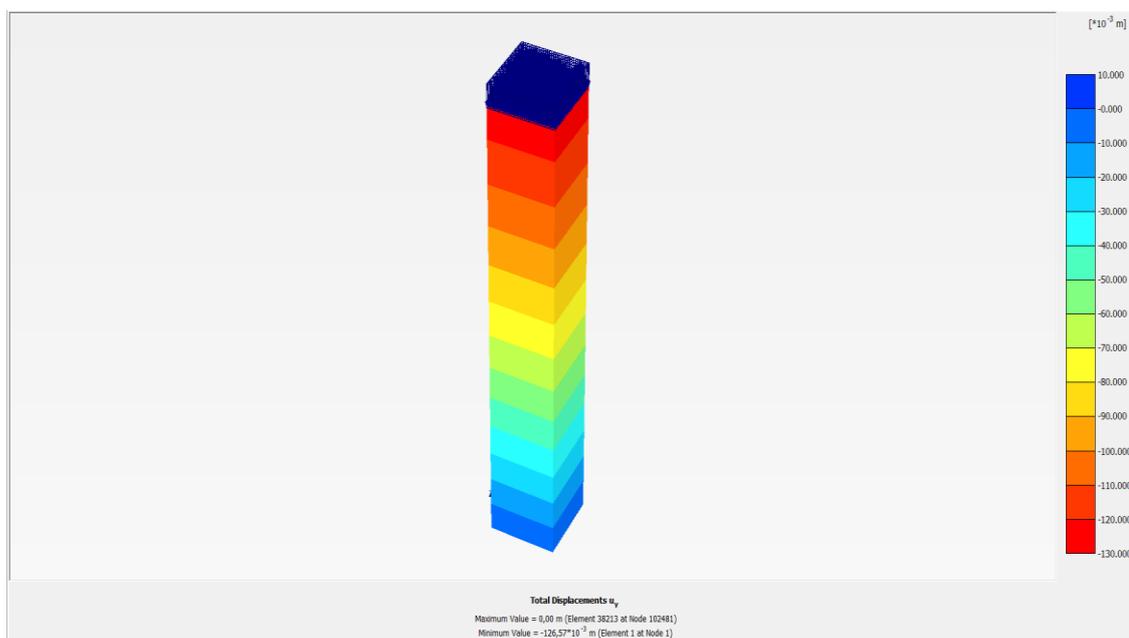


Рисунок 7 Результаты расчета эталонной задачи валидации/верификации модели SSC для расчета просадки

Геометрическая пространственная схема армированного массива и котлована для одностороннего замачивания приведена на рисунке 7. Размеры рассматриваемой в расчетах области заданы, исходя из опытных данных распространения просадки за пределами источника замачивания. Проведение численных исследований влияния граничных условий на конечный результат ввиду сравнительно больших результирующих просадочных деформаций (более 270 мм) не производилось.

Армирующие элементы задавались в виде шлаконабивных свай длиной 20 м, диаметром 0,6 м (с учетом уплотненной зоны вокруг пробитой скважины), выполненных по шахматной сетке с расстоянием между центрами свай 3 м. Учет уплотненной зоны вокруг сваи произведен косвенно, путем соответствующего увеличения диаметра сваи для достижения жесткости поперечного сечения, эквивалентной суммарной жесткости сваи и уплотненной зоны. Тип элемента: «embedded pile» взят из программного набора стандартных элементов PLAXIS [14]. Сдвиговое взаимодействие свай армированного массива с окружающим грунтом учтено, как для свай, рассчитываемых в PLAXIS [14], наличием интерфейсов между боковой поверхностью свай и грунтом.

Инженерно-геологический разрез, свойства грунтов и параметры модели приняты согласно таблице 1 с учетом приведенных выше формул (1-4). Расчет выполнен в 2 стадии:

1-я стадия-начальная - до замачивания выполнялась с использованием упруго-пластической модели Мора-Кулона с характеристиками сжимаемости, определенными согласно ГОСТ 12248-2010 [16] по первичной (до замачивания) ветви компрессионной кривой сжатия образцов просадочного грунта по методу одной кривой при их естественной влажности и давлении P , соответствующим природному + 50 кПа (рисунок б) ; после выполнения расчетов перемещения на данной стадии обнулялись.

2-я стадия – после замачивание массива грунта из котлована, расположенного в торце армированного массива и проявления просадки в водонасыщенном объеме с интерпретацией просадки на основе использования модели ползучести слабого грунта (SSC) и параметров этой модели C_c , C_s , C_a .

Основные результаты численного моделирования взаимодействия армированного массива при просадке окружающего грунта от собственного веса на экспериментальной площадке №1 (на второй стадии расчетов) представлены на рисунках 7-12. В результате численного моделирования получена подробная картина напряженно-деформированного состояния армированного шлаконабивными вертикальными сваями массива лессового просадочного грунта при его одностороннем замачивании и просадке окружающих грунтов естественной структуры от собственного веса. Сравнение результатов расчетов с экспериментальными данными показывает их некоторые различия: измеренная просадка в котловане составила 240 мм, а

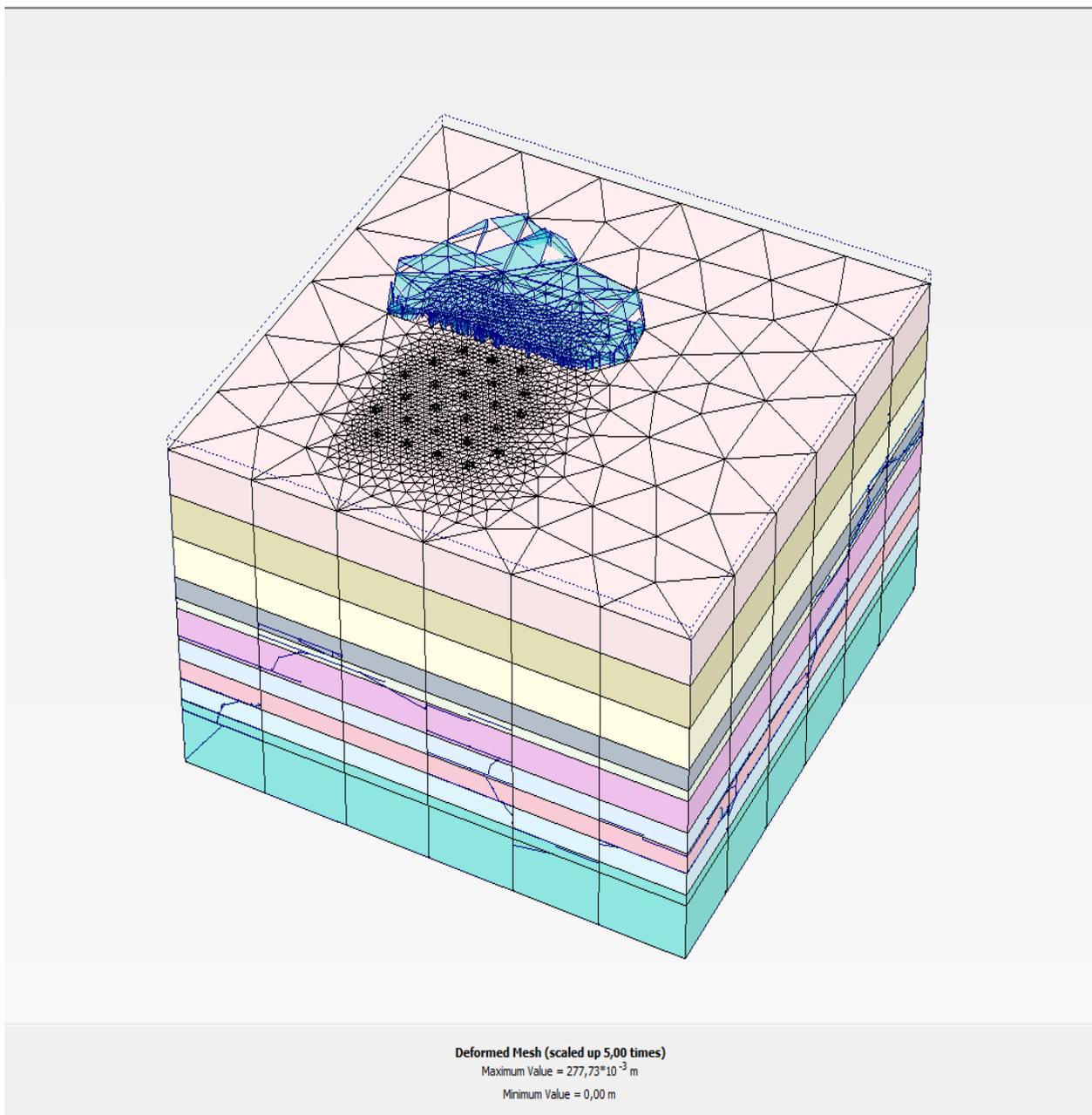


Рисунок 8 Общий вид расчетной схемы и деформированная сетка КЭ на второй стадии расчетов

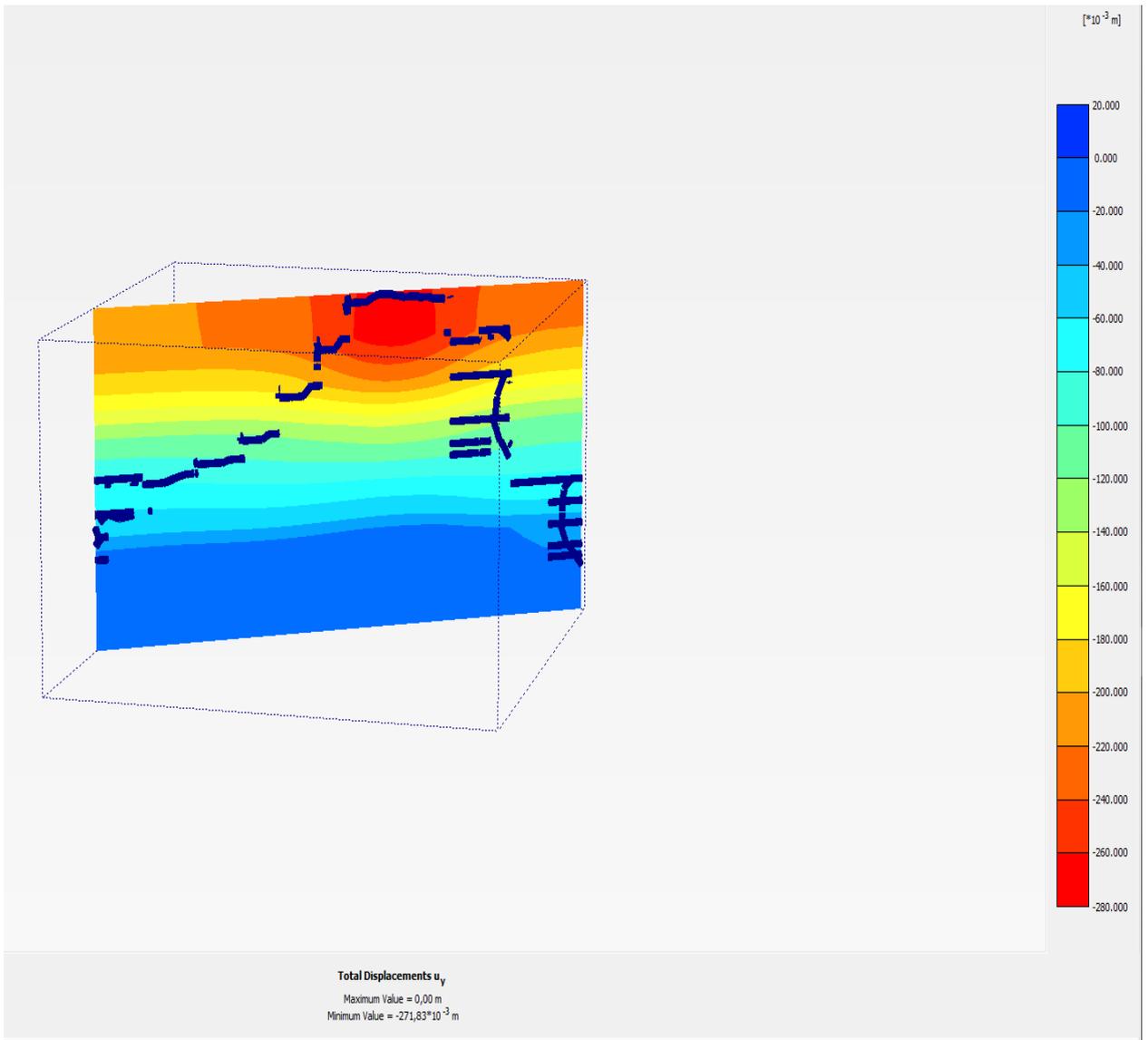


Рисунок 8 Вертикальные деформации в поперечном сечении армированного массива

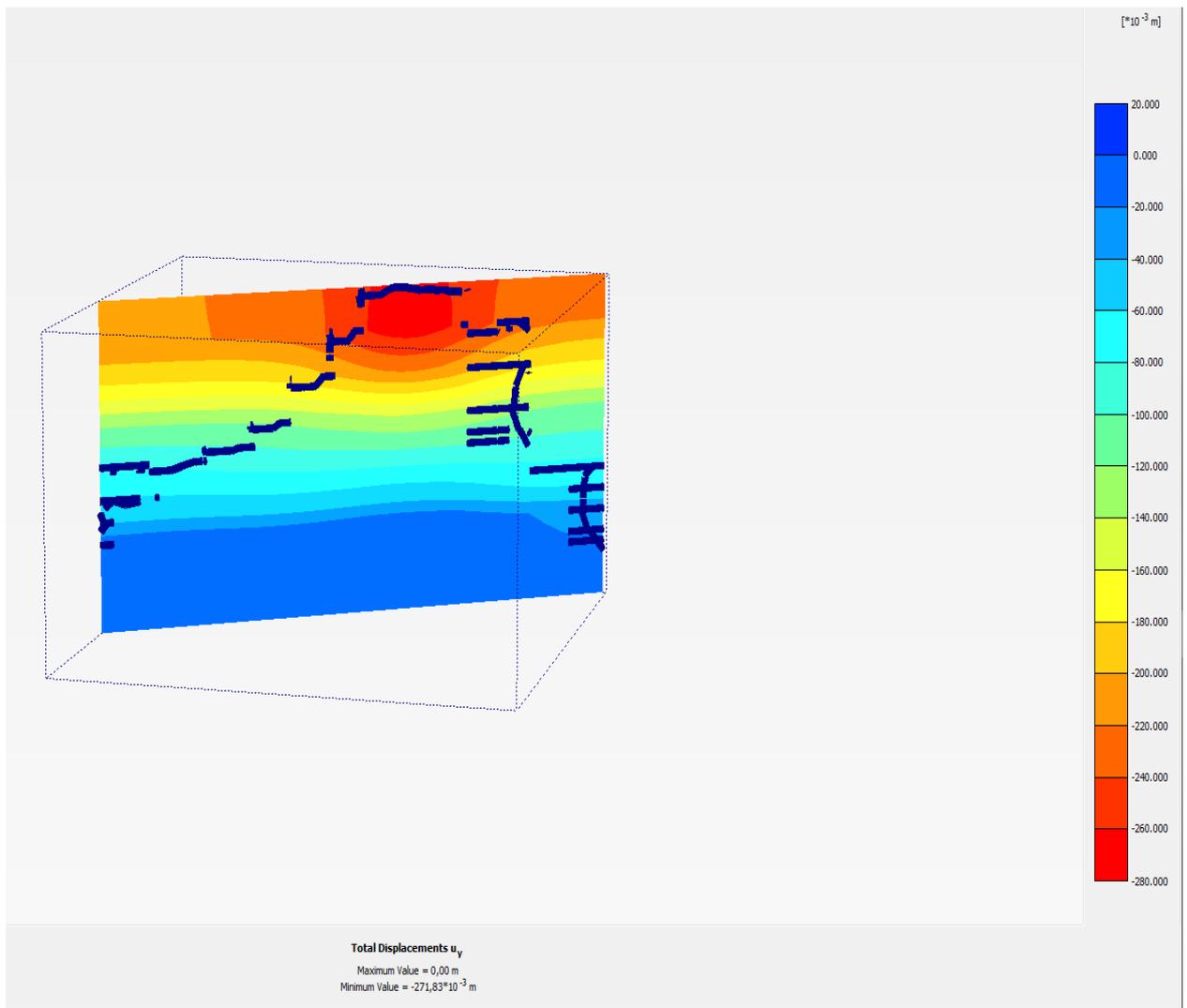


Рисунок 9 Эпюра полных вертикальных нормальных напряжений в грунте в поперечном сечении армированного массива. Отчетливо видны «всплески» нормальных напряжений в сваях армированного массива

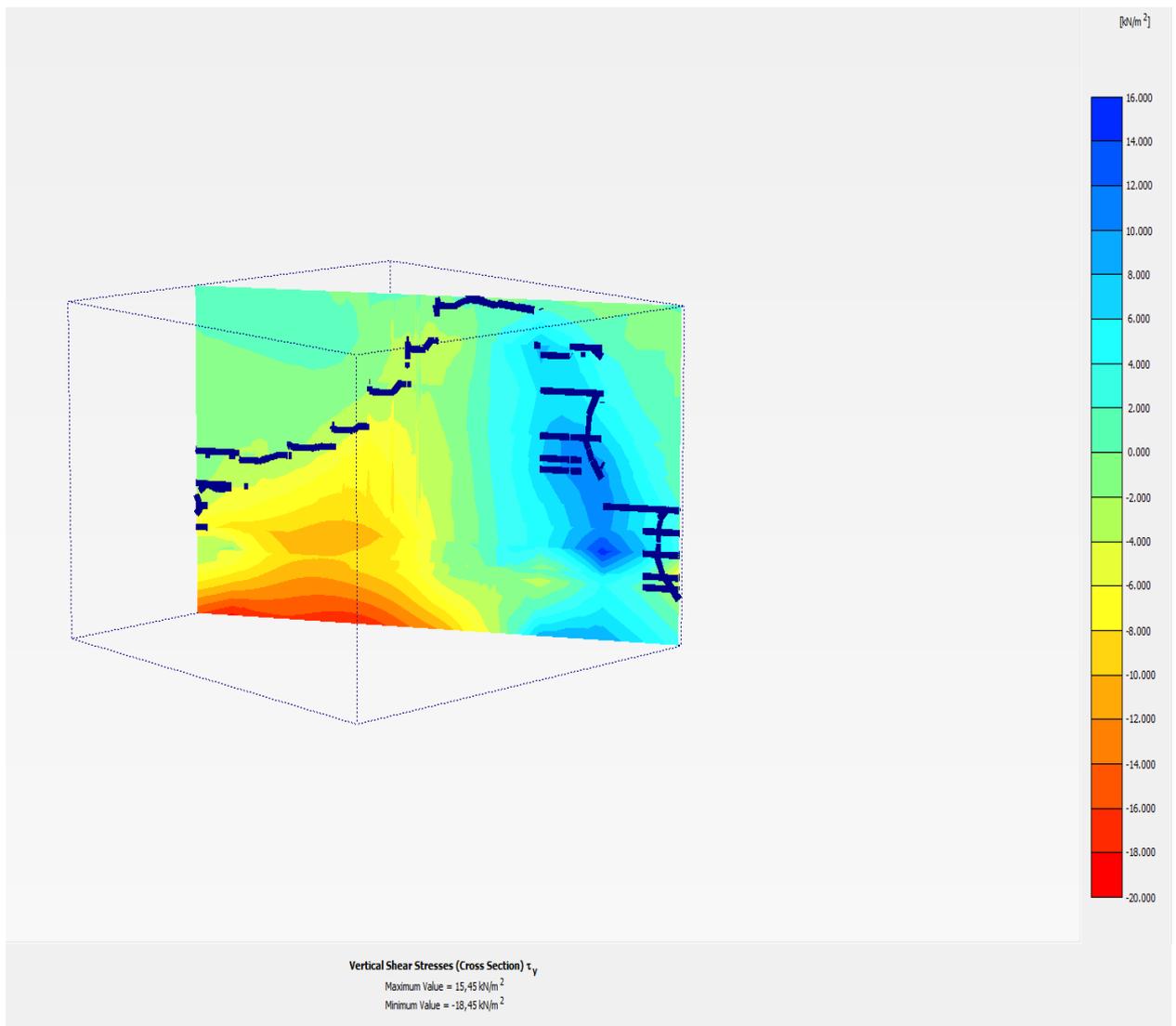


Рисунок 10 Эпюры вертикальных касательных напряжений в грунте в поперечном сечении армированного массива. Отчетливо видны «всплески» касательных напряжений в сваях армированного массива

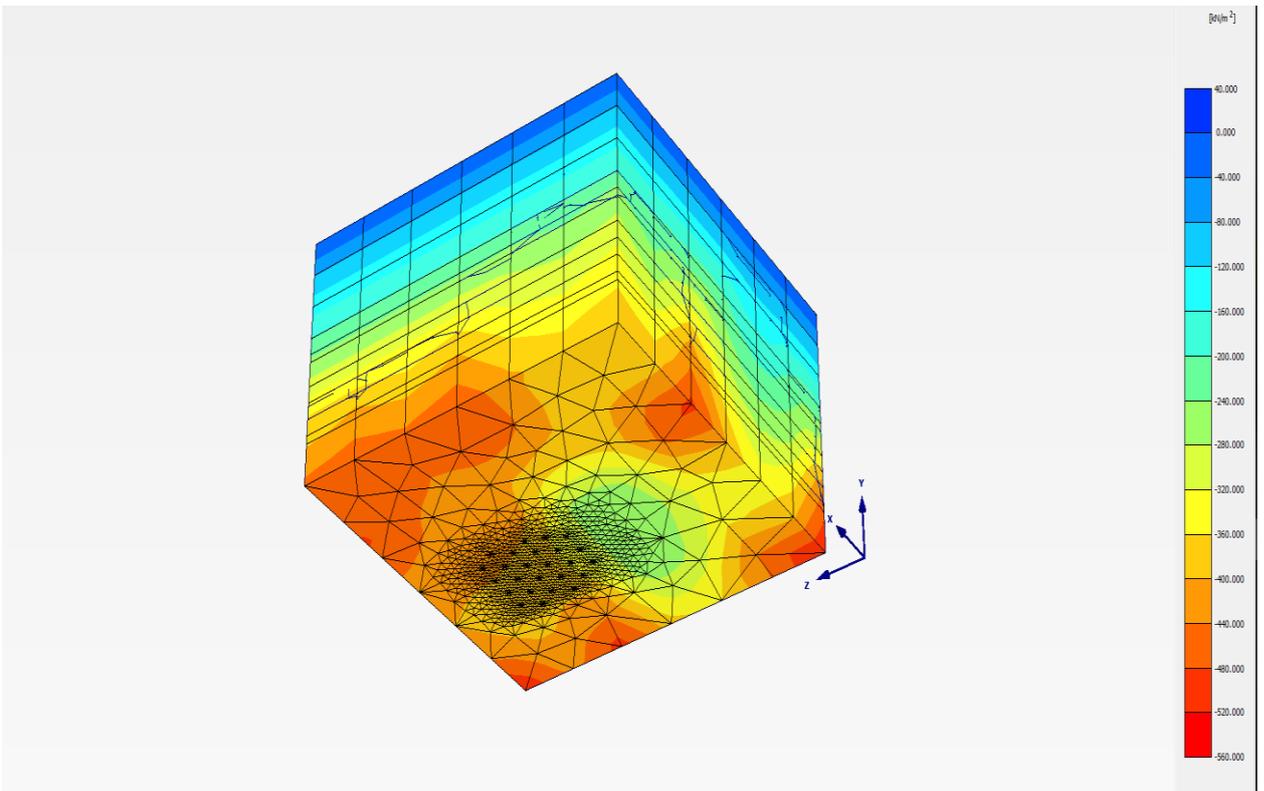


Рисунок 11 Декартовы (ортогональные) вертикальные эффективные нормальные напряжения

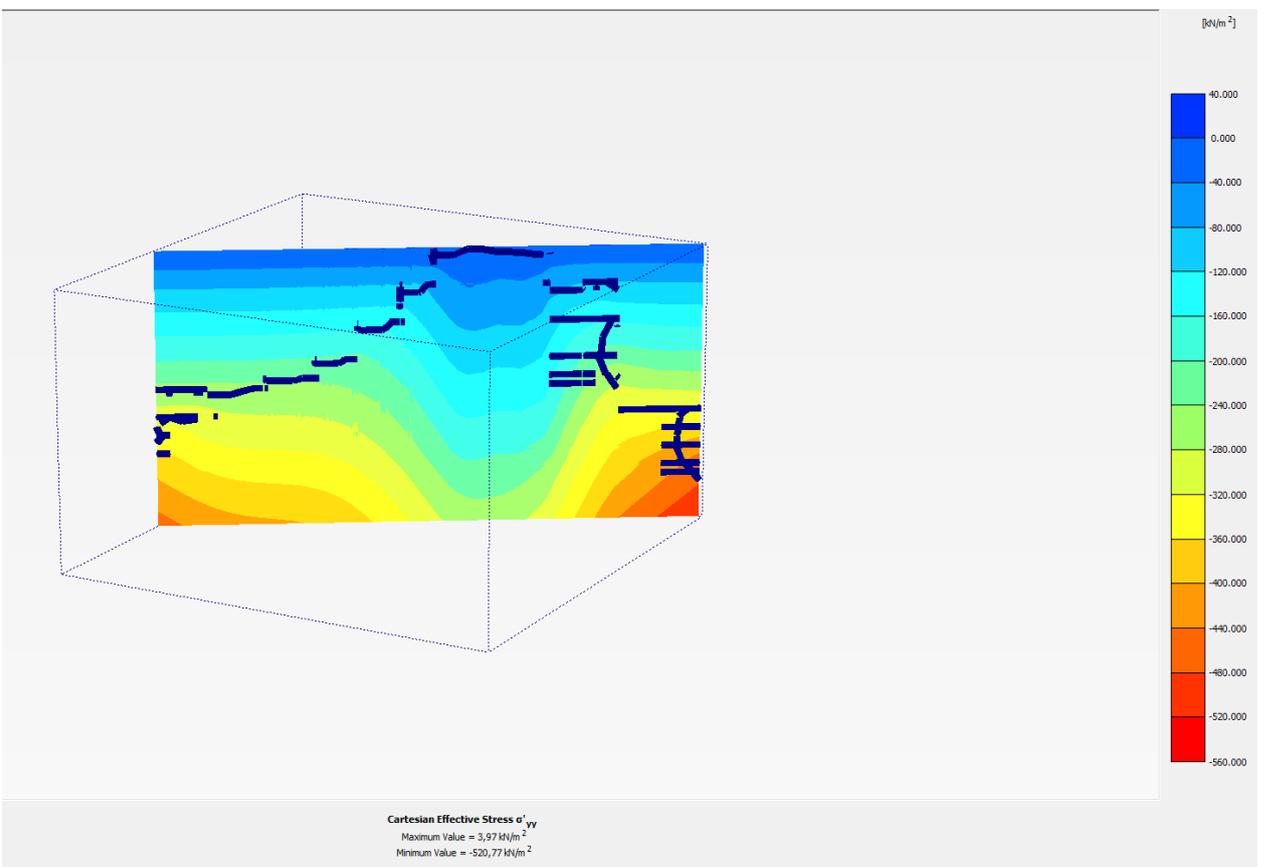


Рисунок 12 Вертикальные эффективные нормальные напряжения в вертикальном диагональном сечении армированного массива

расчетная – 277 мм. Это может объясняться неполной реализацией просадки на момент окончания измерений в эксперименте, а также тем, что фактическая просадка практически всегда меньше расчетной, определенной по лабораторным компрессионным испытаниям, И.Г.Рабинович, [18]. Рассмотрение напряжений в армированном массиве показывает их перераспределение относительно природных бытовых давлений. При просадке в грунтах естественной структуры, нависающих на армирующие элементы, природные бытовые давления уменьшаются, а в самих армирующих элементах- наоборот увеличиваются - это прослеживается по всплескам эпюр вертикальных напряжений в окружающих грунтах и в самих армирующих элементах (рисунки 10,11). Степень снижения давления в естественных грунтах и увеличения давлений в армирующих элементах зависит от их расположения относительно источника замачивания, степени мобилизации сил трения по боковой поверхности армирующих элементов, величины просадки.

Сравнение расчетных величин всплесков вертикальных напряжений (рисунки 10,11) с полученными экспериментальными данными (рисунок 6) показывает существенные различия максимумов вертикальных напряжений в разы. Эти различия обусловлены тем, что развитие сил отрицательного трения в натуре зависит от смещения грунта относительно армирующего элемента и достигает своего пика при некотором пороговом относительном смещении, величина которого зависит от чувствительности сопротивления сдвигу к сдвиговой деформации грунта относительно сваи. Численное моделирование подразумевало конечную величину просадки на 100 день от начала замачивания, а кроме того, в силу ограниченных возможностей программы не учитывало пиковый характер зависимости сдвиговых деформаций от величины взаимного смещения грунта и сваи. Так, коэффициент интенсивности интерфейса между поверхностью сваи и грунтом на контакте с ней в программе при расчетах принимался равным 1. В эксперименте пик вертикальных напряжений в крайней свае по времени пришелся на 17-20 дни замачивания, когда просадка прилегающего грунта в котловане на поверхности составила 140 мм, а осадка верха самой сваи 80 мм (рисунок 4). В дальнейшем при развитии просадки и сдвиге грунта в котловане по свае вертикальные дополнительные напряжения в свае уменьшились до величин, значительно более близким к моделированию (50 и 35-40 кПа, соответственно). Учитывая ключевое значение достоверного определения сил отрицательного трения на сваи при моделировании нужно выполнять поэтапные дискретные расчеты, соответствующие различным периодам времени и величинам достигнутых просадок.

Давления в подстилающих армированный массив грунтах при просадке грунтов возрастает по сравнению с природным давлением в 1,2-1,3 раз, что необходимо учитывать в расчетах несущей способности нижней части армированного массива.

В целом необходимо отметить подобие напряженно-деформированных состояний в модели и в моделируемом эксперименте при бесспорно более высокой детализации НДС в модели. Это свидетельствует о приемлемости принятых в расчетах параметров модели SSC и позволяет рекомендовать данную методику для опытного применения при моделировании просадки. Для широкого использования предложенная методика определения параметров модели SSC нуждается в дополнительных научных исследованиях.

Следует отметить, что пространственный расчет по программе PLAXIS 3D Foundation V2 является достаточно трудоемкой и продолжительной процедурой. Для зданий нормальной степени ответственности, при необходимости, вполне можно пользоваться имеющимися разработанными и апробированными рекомендациями по проектированию армированных массивов [15,16], базирующимися на инженерных методах расчета, надежность и информативность которых подтверждена практикой их применения, а также выполненным выше численным моделированием.

Выводы

1. Армирование просадочных грунтов вертикальными элементами используется на практике при строительстве на просадочных грунтах. Нормативы по расчету и проектированию армированных вертикальными элементами грунтов необходимо совершенствовать в части особенностей проектирования в условиях просадочных, слабых водонасыщенных и насыпных грунтов.
2. Проведенные экспериментальные исследования взаимодействия армированных массивов с лессовыми грунтами естественной структуры при просадках их от собственного веса могут служить основой для численного моделирования, в том числе для совершенствования нормативных документов по проектированию армированных вертикальными элементами просадочных грунтов.
3. Эффективным методом расчета армированных вертикальными элементами массивов просадочных грунтов является численное моделирование на основе применения пространственных конечно-элементных программ с использованием модели ползучести. Параметры модели ползучести просадочного грунта могут быть получены по стандартным лабораторным испытаниям просадочных грунтов для определения относительной просадочности по методу одной кривой..
4. Моделирование работы армированного массива в просадочном грунте с применением конечно-элементной программы PLAXIS 3D Foundation V2 и модели ползучести слабого грунта (SSC) является вполне приемлемым инструментом исследования напряженно-деформированного состояния и проектирования армированного вертикальными элементами массива просадочного грунта. Разработанную методику можно рекомендовать для опытного применения. Научно-исследовательские работы в данном направлении представляются перспективными.
5. Для зданий нормальной степени ответственности, при необходимости, вполне можно пользоваться имеющимися разработанными и апробированными рекомендациями по проектированию армированных массивов [19,20], базирующимися на инженерных методах расчета.
6. Численное моделирование армирования насыпных грунтов является также весьма актуальным и его развитие сдерживается отсутствием методик определения расчетных параметров моделей грунтов и отсутствием нормативных материалов по проектированию и применению.

ЛИТЕРАТУРА

1. Авторское свидетельство АС СССР 199790. Анри Видаль. Строительные конструкции из армированного грунта, 1964.
2. Hughes J.M.O. and Withers N.J. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. "Ground Engineering", 1974, n7.

3. Hughes J.M.O., Withers N.J., Greenwood D.A. A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. "Geotechnique", 1975, vo.25.
4. McKenna J.M., Eyre W.A. and Woletenhalm D.R. Performance of an embankment supported by stone columns in soft ground. "Geotechnique", 1975, vol.25.
5. Thornburn S. Building structures supported by stabilized ground. "Geotechnique", 1975, vol.25.
6. Heinz Priebe Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. "Die Bautechnik", 1976, №5.
7. Крутов В.И., Попсуенко И.К. Устранение просадок лессовых грунтов от собственного веса путем армирования лессовой толщи. Ж. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1976, № 6. С. 17-19.
8. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.
9. Попсуенко И.К. Исследование взаимодействия уплотнённых массивов с лёссовым грунтом естественной структуры при просадке его от собственного веса. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук, М., НИИОСП, 1977.
10. Попсуенко И.К. Исследования свай в пробитых скважинах при просадках окружающих грунтов. Ж. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 2001, № 5.
11. Рабинович И.Г. Особенности развития просадки лессовых грунтов во времени (Ж. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1974 г., №5; 1990, №4)
12. ГОСТ 23161-2012 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности
13. Мустафаев А.А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах. М., «Высшая школа», 1989, 597 с.
14. PLAXIS 3D Foundation Version 2.1. Copyright 1997-2007 Plaxis BV
15. Попсуенко, И.К. Развитие методов исследований и прогнозирование осадок насыпных грунтов на примере насыпного холма горнолыжного склона в Ново-Переделкино, в г.Москва / И.К. Попсуенко, Д.Б. Миронов // Сборник научных трудов НИИОСП им. Н.М. Герсевича. – 2011. – С. 301.
16. Попсуенко, И.К. К расчету самоуплотнения глинистых насыпных грунтов / И.К. Попсуенко, Д.Б. Миронов // Сборник научных трудов 75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсевича – 2006. С. 109.
17. Попсуенко И.К., Миронов Д.Б. Прогнозирование осадок самоуплотнения насыпей по результатам лабораторных испытаний насыпных грунтов // Вестник НИЦ «Строительство». – 2014. – С. 93.
18. Крутов В.И., Дьяконов В.П. Расчёт просадок лёссовых грунтов от собственного веса с учётом формы и размеров увлажнённой зоны. Ж. "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1973, №3.
19. Brinkgreve R.B.J. Validating numerical modelling in geotechnical engineering. UK: NAFEMS, 2013.
20. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook" R.K.Rowe, Kluwer Academic Publishers, 2001
21. ГОСТ 12248-2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
22. Рабинович И.Г. О коэффициенте условий работы оснований при расчете просадки грунта от собственного веса. Ж. "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1982, №2
23. Крутов В.И., Когай В.К., Попсуенко И.К., Глухов В.С., Арутюнов И.С. Проектирование и устройство свайных фундаментов и упругих оснований из

- набивных свай в пробитых скважинах. Практическое пособие / Под общей редакцией доктора технических наук, профессора В.И. Крутова/
24. Крутов В.И., Попсуенко И.К. Рекомендации по устранению просадок от собственного веса путем армирования лессовой толщи. САФ НИИОСП, Душанбе, 1984 г.