

УДК 624.131.522:691.4

И.Т. Мирсаяпов – доктор технических наук, профессор

И.В. Королева – аспирант, старший преподаватель

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ПРОСТРАНСТВЕННОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ

АННОТАЦИЯ

Приводятся результаты экспериментальных исследований физико-механических свойств глинистых грунтов в условиях пространственного напряженного состояния при длительном действии статической нагрузки. Выявлены характер и механизм разрушения опытных образцов грунтов, закономерности изменения плотности грунта в характерных зонах опытных образцов. Получены данные о развитии линейных и объемных деформаций глинистых грунтов в условиях девиаторного нагружения при увеличении времени действия статического нагружения.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: длительная прочность, глинистый грунт, трехосное сжатие.

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

I.V. Koroleva – post-graduate student, senior lecturer

Kazan State University of Architecture and Engineering

PHYSICOMECHANICAL PROPERTIES OF CLAY SOIL IN THE CONDITIONS OF A SPATIAL TENSION

ABSTRACT

Results of experimental researches of physicommechanical properties of clayey soil in the conditions of a spatial tension are resulted at long action of static loading. The character and mechanism of experimented models destruction, and regularities of soil density variation in basis zones are revealed. The data on development of linear and volumetric deformations in conditions increasing tension is obtained for long-time stress.

KEYWORDS: strong, clay soil, triaxial compression.

Для качественного и количественного прогнозирования поведения грунтовых массивов оснований глубоких фундаментов, прежде всего, необходимо правильно определить прочностные и деформативные параметры грунтов основания, учитывающие их исходное напряженно-деформированное состояние, изменение реологических свойств и напряженно-деформированного состояния во время длительной эксплуатации здания.

В основании глубоких фундаментов формирование напряженно-деформированного состояния существенно отличается от характера формирования напряженно-деформированного состояния в основании фундаментов мелкого и среднего заложения [1, 4]. В процессе нагружения глубоких фундаментов выпирания грунта из-под подошвы не происходит и области предельного напряженного состояния локализуются внутри грунтового массива в нижней части боковых поверхностей фундамента (рис. 1). Следовательно, нагружение фундамента глубокого заложения сопровождается перемещением грунта вниз и в сторону, в основании реализуется сложное напряженное состояние.

Процесс разрушения основания, сложенного глинистыми грунтами, представляет собой систему последовательных нарушений условий предельного равновесия по многочисленным поверхностям разрушения, повторяющим друг друга по форме и размерам с некоторым интервалом по глубине под действием постоянной внешней нагрузки в однородном грунте [1]. В отличие от общепринятых соображений не наблюдается глубокого или общего сдвига по сплошным поверхностям скольжения в направлении от вершины уплотненного ядра в противоположные стороны вверх, а происходит уплотнение грунта по некоторой криволинейной поверхности, что обуславливает осадку фундамента и кинематическую возможность этой схемы. Указанная поверхность представляет собой геометрическое место точек, в каждой из которых выполняется условие предельного равновесия в условиях трехосного сжатия [1].

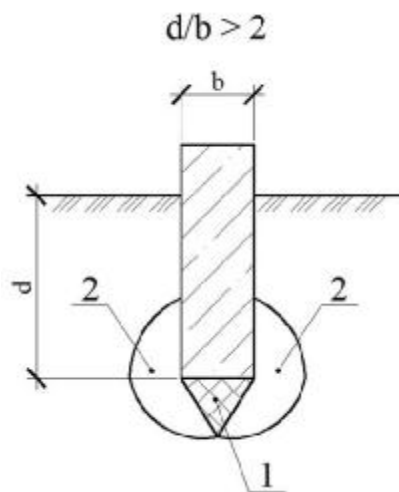


Рис. 1. Формирование областей предельного равновесия в основании глубокого фундамента: 1 – уплотненное ядро; 2 – область предельного равновесия

В связи с вышеизложенным возникает необходимость исследования изменения механических свойств глинистых грунтов в условиях пространственного напряженного состояния с учетом длительности действия нагрузки.

Авторами проведены экспериментальные исследования деформирования глинистых грунтов в условиях трехосного сжатия при девиаторном нагружении $y_1 > y_2 = y_3$ [2, 3].

Для испытаний применялись искусственно приготовленные образцы глинистого грунта нарушенной структуры [3].

После изготовления образца методом режущих колец была определена плотность грунта. На приборе одноплоскостного среза были определены прочностные характеристики образца грунта: удельное сцепление грунта $c = 67,467$ кПа, угол внутреннего трения $j = 20,6^\circ$. Отклонения по плотности и влажности в пределах высоты образца составили от заданных величин менее 1 %, что позволило считать образец однородным.

В процессе экспериментальных исследований установлены особенности деформирования и разрушения образца при длительном нагружении (рис. 3...6).

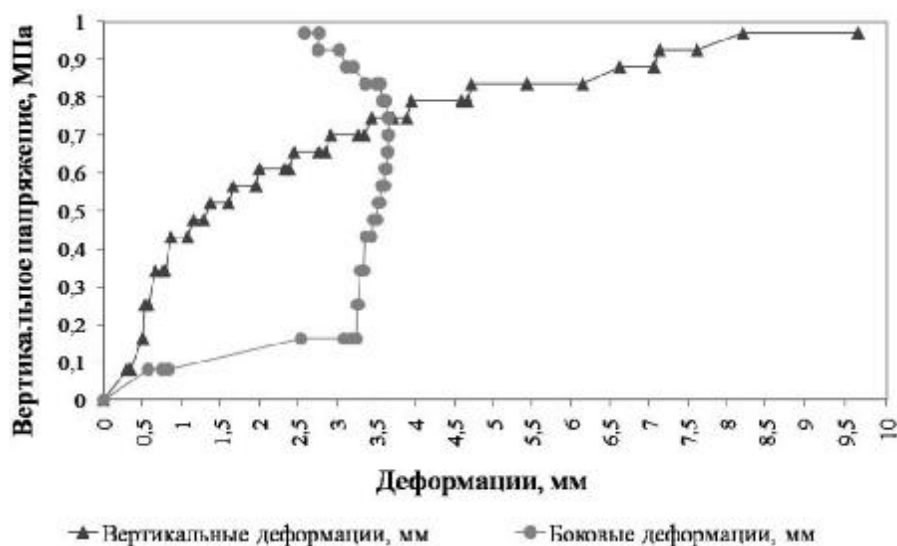


Рис. 2. График зависимости изменения линейных деформаций от роста величины вертикальных напряжений при кратковременных трехосных испытаниях

Из графиков трехосных кратковременных испытаний (рис. 2) видно, что на этапе всестороннего обжатия боковые деформации растут интенсивнее вертикальных, максимальная величина боковых деформаций достигается в момент, когда вертикальные деформации составляют 25-30 % от величины предельных деформаций при разрушении. Скорость роста вертикальных деформаций начинает увеличиваться при $s_1 > 0,3 \cdot s_{1\text{разр}}$.

При действии длительных статических нагрузок деформации с различной интенсивностью развивались на всем протяжении испытаний (рис. 3). Необходимо отметить, что наиболее интенсивное развитие объемных деформаций происходило на первых этапах нагружения.

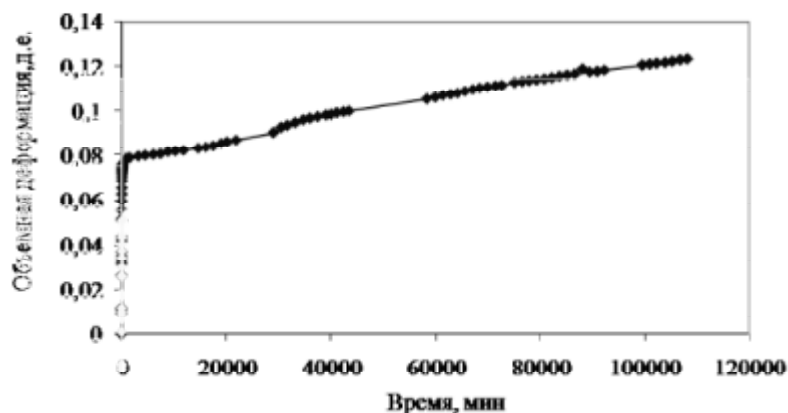


Рис. 3. График зависимости изменения объемных деформаций во времени при длительных трехосных испытаниях

Характер изменения относительных объемных деформаций представлен на рис. 4. На графике наглядно показано, что после всестороннего обжатия (этап 1) в процессе девиаторного нагружения (этап 2) происходит нарастание объемных упругих и пластических деформаций, а нарастание объемных деформаций ползучести происходит при постоянном значении среднего напряжения в процессе длительного трехосного сжатия (этап 3).

Анализ результатов испытаний позволяет сделать вывод о том, что при длительных нагружениях, как и при кратковременных испытаниях, разрушение образцов происходит при достижении грунтом предельных значений деформаций.

На рис. 4, 5 и 6 приведены зависимости между средними напряжениями и относительными объемными деформациями, между интенсивностью касательных напряжений и интенсивностью деформаций сдвига (диаграмма деформирования образца) и паспорт ползучести грунта. Совместный анализ приведенных графиков показывает, что при увеличении напряжений и времени действия нагрузки происходит развитие деформаций изменения объема и деформации изменения формы (положительная дилатансия) при уплотнении грунта в пределах испытанного объема.

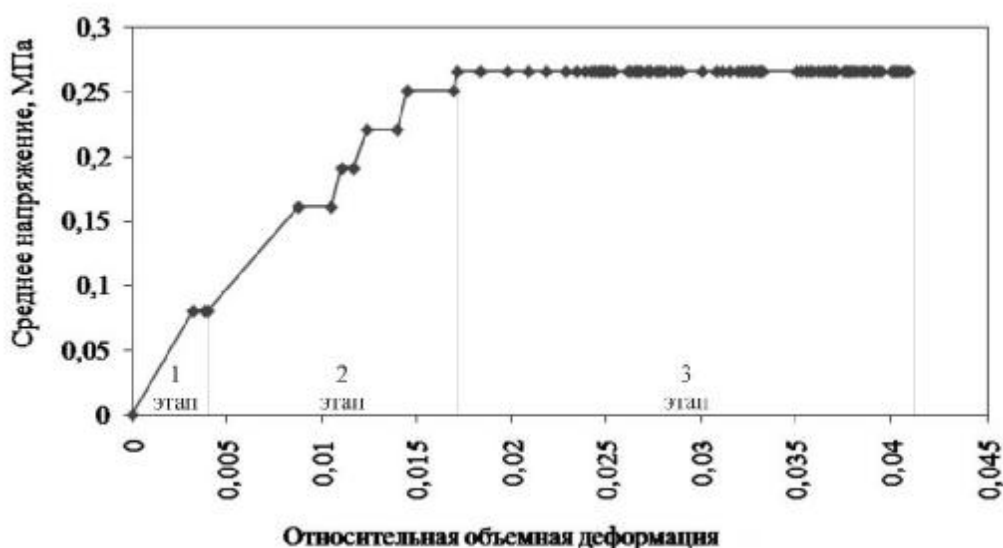


Рис. 4. График зависимости изменения относительных объемных деформаций от роста величины средних напряжений при длительных трехосных испытаниях

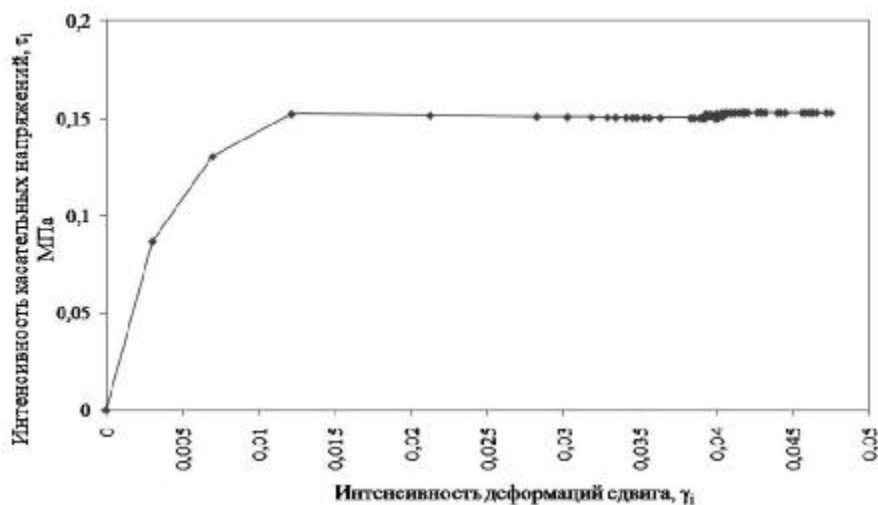


Рис. 5. Диаграмма деформирования образца грунта при длительных трехосных испытаниях

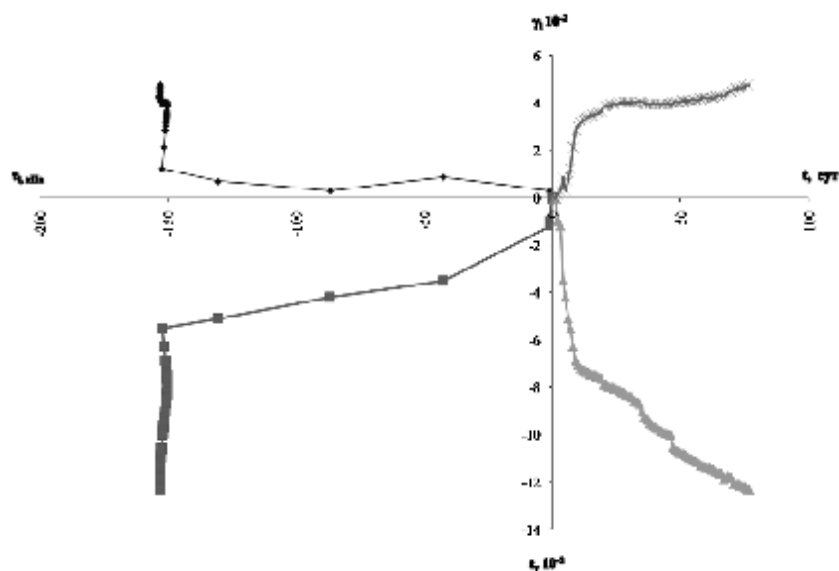


Рис. 6. Паспорт ползучести глинистого грунта при длительных трехосных испытаниях

В процессе испытаний получена характерная картина разрушения опытных образцов в условиях истинного трехосного сжатия [4].

В образце грунта были отмечены зоны различной плотности (рис. 7), отличающиеся от первоначальной величины до 15 %, причем в средней части образца при кратковременных испытаниях наблюдалось разрыхление грунта и снижение плотности до 3 %. Данные по изменению плотности в характерных зонах образца при истинном трехосном сжатии представлены в виде диаграммы (рис. 8). При проведении длительных испытаний было установлено уменьшение влажности до 3,5 %.

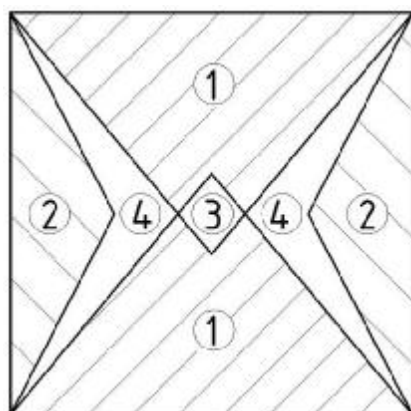


Рис. 7. Схема расположения локальных зон различной плотности в образце при трехосных испытаниях:
1 — вертикальные уплотненные пирамиды;
2 — уплотненные пирамиды у боковых граней;
3 и 4 — разуплотненные зоны

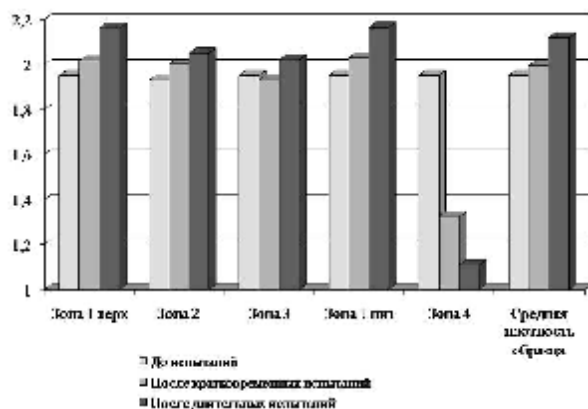


Рис. 8. Диаграмма изменения плотности в характерных зонах образца по результатам серии испытаний в условиях истинного трехосного сжатия

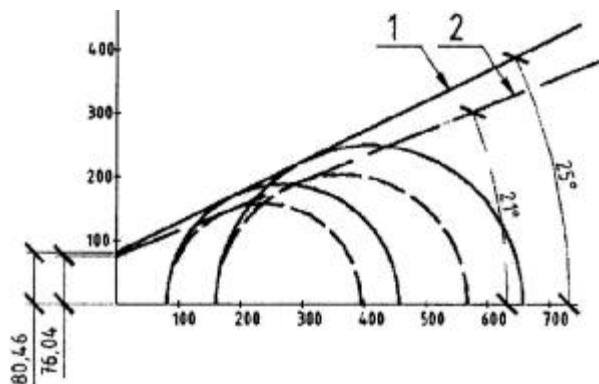


Рис. 9. Круги предельных напряжений, построенные по результатам серии испытаний и огибающие линии:
1 – для кратковременных испытаний;
2 – для длительных испытаний

По результатам серии испытаний построены круги предельных напряжений. Построенные огибающие линии (рис. 9) показывают, что при длительном нагружении происходит снижение угла внутреннего трения ϕ на 16 %, удельное сцепление грунта c уменьшается на 6 %.

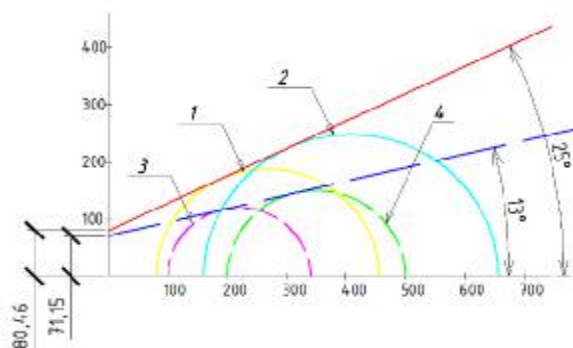


Рис. 10. Круги предельных напряжений, построенные по результатам серии испытаний:
1, 2 – по результатам испытаний на приборе истинного трехосного сжатия;
3, 4 – по результатам на приборе трехосного сжатия стабилометрического типа

Сравнивая значения ϕ и c , полученные по результатам испытаний в приборе истинного трехосного сжатия и приборе стабилометрического типа (рис. 10), можно сказать, что в стабилометре угол внутреннего трения грунта получился меньше на 48 %.

Для определения значений угла внутреннего трения ϕ и удельного сцепления c в характерных зонах образца были отобраны пробы грунта. Результаты приведены на диаграммах (рис. 11 и 12).

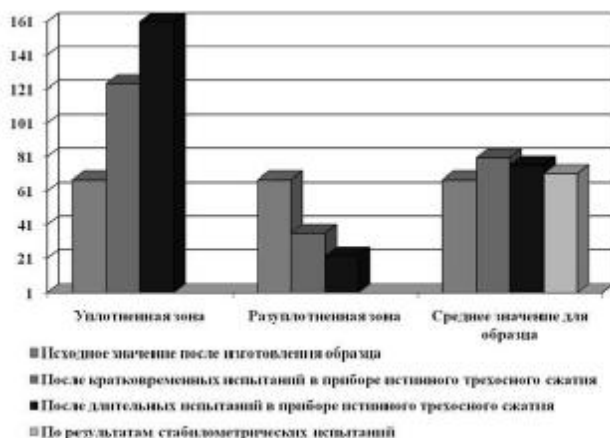


Рис. 11. Изменение удельного сцепления c в характерных зонах образца при трехосном сжатии

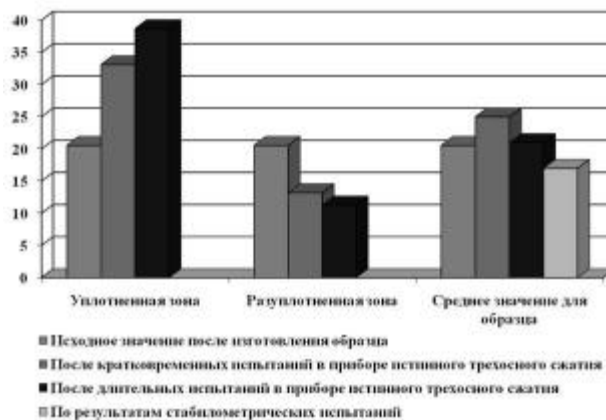


Рис. 12. Изменение угла внутреннего трения ϕ в характерных зонах образца при трехосном сжатии

Величины ϕ и c , полученные при одноплоскостном срезе грунтов, отобранных из уплотненных зон этих образцов (рис. 11 и 12), значительно отличаются от значений, приведенных на рис. 9 (величина ϕ уменьшилась до 48 %, а значение c увеличилось до 60 %).

Это показывает, что уменьшение механических характеристик грунта при истинном трехосном сжатии в большей степени локализуется в зонах 3 и 4 (рис. 7).

В результате совместного анализа картины разрушения, схемы расположения локальных зон различной плотности (рис. 7), диаграммы деформирования образца (рис. 5) и паспорта ползучести (рис. 6) можно предположить, что при истинном трехосном сжатии образца грунта возникают различные зоны напряженно-деформированного состояния, т.е. при поэтапном увеличении нагрузки образуются уплотненные зоны в виде пирамид: сверху, в нижней части образца и у боковых граней. Верхняя и нижняя пирамиды в ходе дальнейших нагружений объединяются с образованием фигуры из двух усеченных пирамид (рис. 7).

Деформирование образца происходит за счет движения этих пирамид как жестких тел. В уплотненных зонах 1 и 2 (рис. 7) не происходит ухудшения физико-механических характеристик грунтов, а наблюдается их улучшение. Негативные процессы, снижающие физико-механические характеристики грунта, локализуются в зоне между этими «пирамидами» (зона 4 рис. 7). В локальной зоне 4 зафиксировано снижение плотности на 43 %. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтов в этой зоне показало, что они подвергаются одновременному отрыву и сдвигу (рис. 13).

Таким образом, отрицательная дилатансия (разрыхление) глинистого грунта при длительном истинном трехосном сжатии локализуется в пределах потенциально возможных площадок предельного равновесия при положительном знаке дилатансии в интегральном объеме.

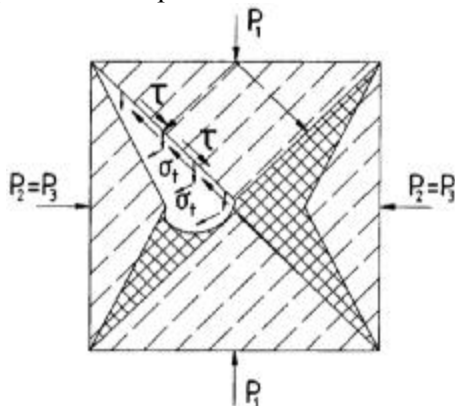


Рис. 13. Схема напряженного состояния локальных зон между уплотненными пирамидами

Заключение

При истинном трехосном сжатии в образце грунта образуются уплотненные пирамиды в виде жестких недеформируемых тел. Изменение объема и деформации формоизменения образца происходят за счет движения этих пирамид при положительной дилатансии (уплотнении) глинистого грунта в интегральном объеме. Отрицательная дилатансия грунта (разрыхление) реализуется в зоне расположения потенциально возможных площадок предельного равновесия, ориентация которых меняется в зависимости от уровня пластических деформаций и длительности нагружения. При проектировании оснований глубоких фундаментов с учетом длительности действия нагрузки необходимо уточнить последовательность механизма достижения предельного состояния и скорректировать расчетные схемы и уравнения состояния.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Григорян А.А. О безопасности строительства на глинистых грунтах по первому предельному состоянию // Основания, фундаменты, механика грунтов, 2006, № 5. – С. 20-25.
2. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Экспериментальные исследования длительной прочности и деформативности глинистых грунтов при трехосном сжатии // Современные технологии в строительстве. Теория и практика; материалы международной научно-практической конференции, посвященной 50-летию строительного факультета ПГТУ. – Пермь: Изд-во Пермского государственного технического университета, 2009. – С. 253-259.
3. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Исследование прочности и деформативности глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии // Известия КазГАСУ, 2009, № 2 (12). – С. 167-172.
4. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2005. – 488 с., ил.



УДК 539.415

А.Н. Драновский – кандидат технических наук, профессор

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

А.И. Латыпов – ассистент

E-mail: airatlat@mail.ru

Казанский государственный университет

К ИНТЕРПРЕТАЦИИ РЕЗУЛЬТАТОВ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

АННОТАЦИЯ

В работе рассматривается проблема интерпретации результатов статического зондирования в тех случаях, когда обнаруживается неоднозначная зависимость между сопротивлением погружению зонда и глубиной зондирования. Предложен подход к объяснению механизма погружения с точки зрения возникновения автоколебательного процесса.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: статическое зондирование, зонд, грунт, испытание, автоколебания.

A.N. Dranovskiy – candidate of the technical sciences, professor

Kazan State University of Architecture and Engineering

A.I. Latypov – assistant

Kazan State University

TO INTERPRETATION OF RESULTS OF STATIC SOUNDING OF THE SOIL BASES

ABSTRACT

In work is found out the problem of interpretation of results of static sounding is considered when ambiguous dependence between resistance to immersing of a probe and depth of sounding. The approach to an explanation of the mechanism of immersing is offered from the point of view of occurrence of self-oscillatory process.

KEYWORDS: static sounding, sound, soil, test, self-oscillations.

В настоящее время зондирование является наиболее перспективным методом инженерной геологии, так как позволяет исследовать грунтовый массив на большую глубину в условиях естественного залегания при сравнительно небольших материальных затратах.

Несмотря на очевидную эффективность, отношение к методу зондирования различных специалистов неоднозначное. Это связано в первую очередь с тем, что параметры зондирования достаточно трудно связать аналитически с характеристиками грунтов, например, механическими, полученными в результате штамповых или сдвиговых испытаний. Кроме того, существует достаточно большой разброс значений определяемых характеристик из-за больших погрешностей определения параметров зондирования.

Основными измеряемыми параметрами согласно ГОСТ 19912-2001 являются удельное сопротивление грунта под наконечником зонда q_c ; общее сопротивление грунта на боковой поверхности Q_s (для зонда типа I) и удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности (муфте трения) зонда f_s (для зонда типа II).

В последнее время количество параметров, регистрируемых в процессе зондирования, возросло. Например, наиболее современные установки статического зондирования позволяют регистрировать, кроме сопротивления грунта конусу зонда q_c и боковой поверхности f_s , также нормальное давление u , объемную влажность грунта w , поровое давление P , плотность грунта s , температуру грунтов t , электрическое сопротивление R и др.

Регистрация этих параметров позволила значительно увеличить информацию о физико-механических свойствах грунтов.

При зондировании наиболее актуальными являются два вопроса, существенным образом влияющие на величины конечных характеристик.

Во-первых, выбор системы регистрации измеряемых параметров.

Различными экспериментаторами отмечалось, что при зондировании одного и того же грунтового массива разница между получаемыми результатами, в зависимости от применяемой системы регистрации, может быть весьма значительной.

Для получения информации о свойствах изучаемых грунтов при статическом зондировании используют либо механические, либо электронные системы регистрации.

В качестве механических регистрирующих устройств на установках конструкции Фундаментпроект (С-978, СП-36, СП-56), конструкции ПНИИИС и др. используют манометры и динамометры. Более современные конструкции установок статического зондирования (С-832, С-832м, СПК СПКС) снабжены электронными системами регистрации.

Анализируя результаты испытаний, можно отметить, что при механической регистрации в процессе погружения зонда стрелка индикатора, например динамометра, имеет достаточно широкий диапазон колебаний. То же относится и к манометрам. Это затрудняет фиксацию показаний, поэтому ряд установок стал снабжаться различными демпфирующими устройствами, резко снижающими колебания стрелок. Однако это привело к тому, что регистрирующие системы стали значительно запаздывать за изменениями изучаемых параметров.

Что касается электронных систем регистрации, то они имеют заданную постоянную времени переходного процесса, что позволяет получать относительно гладкие кривые графиков зондирования.

Б.И. Кулачкиным в работе [1] был поставлен интереснейший эксперимент зондирования одной и той же площадки г. Днепропетровска тремя различными способами регистрации.

На рис. 1 изображены диаграммы, полученные электронной системой регистрации с выходом на осциллограф Н-115 (сплошная тонкая ломаная линия); электронной системой регистрации с выходом на самописец Н-390 (пунктирная линия) и механической системой регистрации с выходом на динамометр (сплошная толстая ломаная линия).

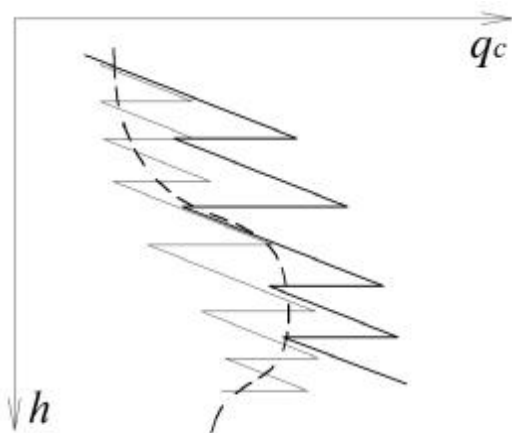


Рис. 1. Диаграммы сопротивления конусу зонда q_c при различных системах регистрации

Как видно, значения всех трех видов регистрации параметра q_c отличаются друг от друга.

Наиболее объективными являются электронная система регистрации с выходом на осциллограф и механическая система с выходом на динамометр.

Из приведенного рисунка видно, что перемещения зонда происходят дискретно, т.е. имеют место скачки регистрируемого сопротивления погружению. Причем характер диаграммы полностью аналогичен диаграмме автоколебательного разрушения грунта в запредельной стадии деформирования, полученной нами при лабораторных испытаниях песчаных образцов в сдвиговом приборе [2].

Электронная система регистрации с выходом на самописец имеет некоторое запаздывание в записи процесса, что выражается в сглаживании ломаной линии. Диаграмма в этом случае находится в полосе, окаймляющей первую диаграмму зондирования.

Б.И. Кулачкин так объясняет полученный результат: «Зонд в процессе перемещения вначале нагружает грунт, вовлекая при этом в работу определенный объем грунта, растет нагрузка, в определенный момент времени наступает предельное равновесие, происходит разрушение в объеме вовлекаемого в работу грунта, зонд перемещается (проваливается) в пределах разрушенного объема, уменьшается нагрузка. Пройдя зону предельного равновесия, зонд вновь вовлекает в работу новый объем грунта и снова происходит увеличение нагрузки, которая, возрастая, достигает предельного равновесия и т.д.

Таким образом, при наступлении предельного равновесия, грунт начинает разрушаться, причем скорость его разрушения выше скорости перемещения зонда, о чем свидетельствует пилообразная диаграмма нагрузки, причем участки снижения нагрузки скорее характеризуют систему погружения. Поэтому перемещение зонда происходит дискретно, т.е. на участке возрастания нагрузки скорость

практически постоянная, поскольку задавливающие устройства имеют, как правило, запас по мощности, а на ветви разгрузки происходит резкое уменьшение нагрузки и зонд как бы проваливается, причем скорость этого перемещения будет зависеть от технических характеристик системы погружения».

Автор отмечает, что все вышесказанное относится также и к регистрации второго параметра зондирования – трения грунта по боковой поверхности зонда.

Вторым, не менее важным, является вопрос интерпретации получаемых результатов трения грунта по лобовой и особенно боковой поверхностям зонда.

В зависимости от конструкции зонды могут быть двух типов: I – с наконечником из конуса и кожуха, и II – с наконечником из конуса и муфты трения.

Зонды I типа позволяют определять лобовое сопротивление грунта и суммарную величину сопротивления трения по боковой поверхности. При этом весьма неоднозначным является вопрос определения величины бокового трения. Г. Санглер [3] отмечает наблюдаемое падение величины бокового трения с глубиной зондирования. По его мнению, это свидетельствует о том, что увеличение бокового трения при проходке пластов может быть меньше, чем уменьшение величины локализованного трения в покровных пластах грунта. Поскольку величина падения трения в верхних пластах неизвестна, то и величина трения во вновь проходимых пластах также остается неизвестной. Поэтому невозможно получить точное представление о роли отдельных проходимых пластов грунта на основании измерения величины бокового трения.

В сравнительно однородных грунтах снижение сопротивления верхних слоев при зондировании обнаружить трудно, так как это снижение перекрывается обычно увеличением общего сопротивления за счет увеличения глубины погружения зонда. Однако при напластовании грунтов различной прочности иногда снижение сопротивления верхних слоев оказывается настолько значительным, что уже не компенсируется вовлечением в работу новых слоев грунта.

Таким образом, измерение трения грунта по боковой поверхности зонда I типа не может быть использовано для определения прочностных характеристик грунтов, так как не дает конкретных численных значений сопротивляемости отдельных слоев.

Этого недостатка лишены зонды типа II с муфтой трения, позволяющей определять удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности.

Тем не менее, применение зонда II типа не всегда дает удовлетворяющие исследователей результаты.

Как уже отмечалось выше, несмотря на ряд очевидных достоинств, метод зондирования в настоящий момент рассматривают в основном как способ уточнения данных бурения и для расчета несущей способности свайных фундаментов, которая определяется как сумма лобового сопротивления и бокового трения.

Для определения физико-механических свойств грунтов используют различные корреляционные зависимости между параметрами зондирования и искомыми характеристиками. Так, существуют методики по определению по значениям q_c плотности, модуля деформации, консистенции глинистых грунтов, угла внутреннего трения φ , сцепления и др.

Ограниченность использования метода статического зондирования для определения физико-механических характеристик грунтов вызвана, прежде всего, отсутствием серьезных и полноценных исследований процесса перемещения зонда в грунте, взаимосвязи зондирования с другими методами испытаний грунтов, а также наличием больших погрешностей при определении параметров зондирования из-за их существенного разброса.

Результаты статического зондирования грунтовых оснований приводятся, как правило, в виде диаграмм зависимостей q_c и f_s от глубины погружения h . При этом получаемые диаграммы имеют вид ломаных линий зачастую с довольно резкими скачками фиксируемых параметров.

Подобная неравномерность связывается большинством исследователей с неоднородностью грунтового основания. Вместе с тем результаты бурения не выявляют обычно подобного чередования прослоев грунта с различными прочностными свойствами.

В качестве примера можно привести исследования, выполненные при статическом зондировании площадки строительства Дворца водных видов спорта в Ново-Савиновском районе г. Казани установкой УЗК-15 (зонд II типа). Зондирование было выполнено в 10 точках.

На рис. 2 представлена диаграмма зондирования в точке статического зондирования №1. Инженерно-геологический разрез площадки приведен в таблице 1.

Таблица 1

№ ИГЭ	Характеристика ИГЭ	Мощность, м
НС	Насыпь супесчано-глинистая, с включением строительного мусора	1,5
Зв	Суглинок мягкопластичный коричневый, макропористый, ожеженный	2,8
Зб	Суглинок тугопластичный коричневый, макропористый, ожеженный	1,6
7а	Песок средней крупности водонасыщенный желтовато-коричневый, средней плотности	5,6

В интервале глубины 5,9-11,5м залегает слой песчаного грунта ИГЭ7а со следующими характеристиками: природная влажность 0,18-0,25, плотность $\rho = 1,99-2,10 \text{ г/см}^3$, коэффициент пористости $e = 0,50-0,67$, угол внутреннего трения $\varphi = 31-36^\circ$, модуль деформации $E = 28-45 \text{ МПа}$.

По данным инженерно-геологического отчета ОАО «КазТИСИЗ», в ИГЭ7а не выявлено наличия существенных прослоев и неоднородных включений. Однако как видно из приведенной диаграммы, скачки q_c внутри одного слоя достигают 7-10 МПа, f_s – 80-120 кПа.

При интерпретации данных зондирования в этом случае приходится сталкиваться с определенными трудностями, связанными с определением расчетных значений прочностных характеристик.

Г. Санглер [3] указывает, что когда в обследуемой толще встречается гравий или отдельные камни, или когда толща грунта представляет свиту из прослоев неоднородных грунтов, кривые на графике носят пилообразный характер, что отражает значительные колебания в величине сопротивления грунта по глубине толщ. В этом случае предлагается проводить кривую по нижним точкам, по минимальным полученным значениям сопротивления грунтов.

Однако, это может привести к значительному занижению определяемых характеристик. Так, подобная обработка данных в вышеприведенном примере приведет к занижению q_c в 2-3 раза, f_s – в 1,5-2 раза по сравнению с пиковыми значениями.

Согласно СП 50-102-2003 при определении несущей способности свай по результатам статического зондирования значение q_c принимается осредненным в пределах одного диаметра выше и четырех диаметров ниже отметки острия сваи, а f_s – средним на боковой поверхности зонда.

Подобный подход не учитывает кинетику процесса перемещения зонда в грунте и поэтому определяемые значения характеристик не имеют физического смысла.

Представляется, что подобные скачки могут быть связаны с появлением автоколебаний системы «зонд-грунт».

В работе [4] показано, что критерий возбуждения автоколебаний определяется соотношением жесткости упругой части системы и резкости спада позиционной характеристики силы пластического сопротивления деформированию грунтового массива.

Жесткость системы определяется в основном жесткостью стержня зонда как функции от его длины (глубины погружения)

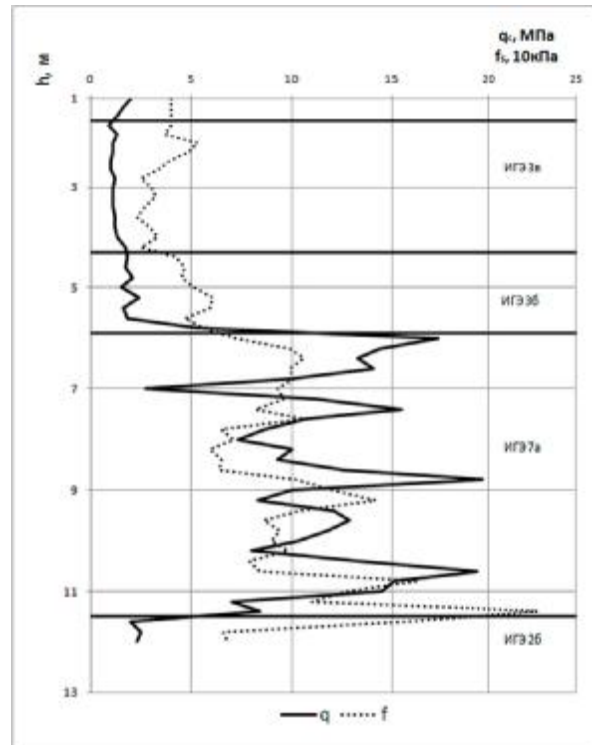


Рис. 2. График статического зондирования в ТСЗ № 1 объекта: Дворец водных видов спорта, г. Казань (— q_c , --- f_s)

$$K = \frac{AE}{l_{ff}} = \frac{\Delta N}{\Delta l}, \quad (1)$$

где DI – упругое приращение свободной эффективной длины, соответствующее приращению усилия погружению DN ; A – площадь сечения стержня; E – модуль упругости; l_{ff} – свободная эффективная длина стержня.

Как видно, с увеличением длины зонда его жесткость пропорционально уменьшается. Многочисленные наблюдения при проведении полевых работ свидетельствуют о том, что наблюдаются случаи изгиба стержня зонда при погружении, особенно при прохождении песчаных грунтов. Это связано, прежде всего, с малым по сравнению с длиной диаметром стержня зонда и, как следствие, его высокой гибкостью. По мере роста вдавливающей нагрузки величина изгиба увеличивается, а в системе происходит накопление упругой энергии до некоторого критического значения, после чего зонд с высокой скоростью разгружается, возвращая первоначальную форму равновесия, т.е. происходит переход стержня зонда из неустойчивого состояния в устойчивое. Таким образом, изгиб стержня зонда может служить причиной дискретного характера погружения.

Для проверки данного утверждения в рассматриваемых инженерно-геологических условиях была решена задача по определению величины прогиба стержня зонда.

Решение для стержня жесткостью K , работающего в упругом полупространстве с коэффициентом отпора грунта $\kappa(x)$ и трением по боковой поверхности $Q(x)$, получено В.М. Улицким и К.Г. Шашкиным [5].

Дифференциальное уравнение изогнутой оси стержня в этом случае будет иметь вид:

$$EIw'' + \left(F - \int_0^x Q(x) dx \right) w'' - Q(x)w' + \kappa(x)w = - \left(F - \int_0^x Q(x) dx \right) w_0'' + Q(x)w_0', \quad (2)$$

где E – модуль упругости материала стержня, I – момент инерции сечения, F – величина действующего усилия, $Q(x)$ – сопротивление по боковой поверхности стержня, $\kappa(x)$ – коэффициент отпора грунта, принимаемый согласно таблице Д1 Приложения Д СП 50-102-2003, w – определяемый прогиб, w_0 – начальное искривление оси стержня.

Решение данного уравнения было запрограммировано М.А. Прыгуновым для различных исходных данных с помощью метода конечных разностей [6].

На рис. 3 приведена полученная с помощью данного алгоритма зависимость прогиба стержня зонда от глубины.

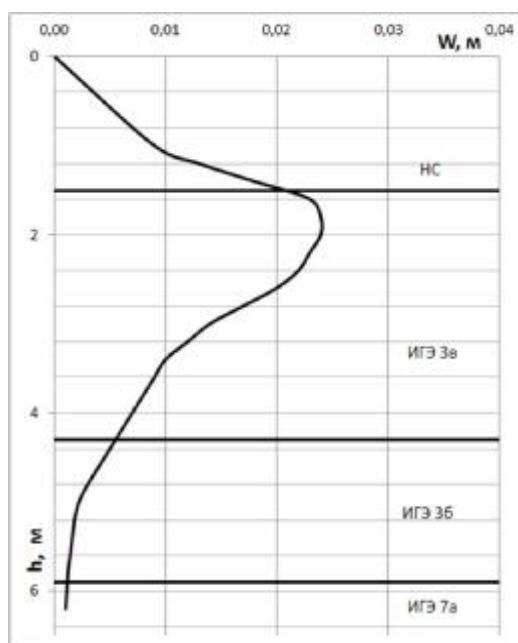


Рис. 3. Зависимость прогиба стержня зонда от глубины

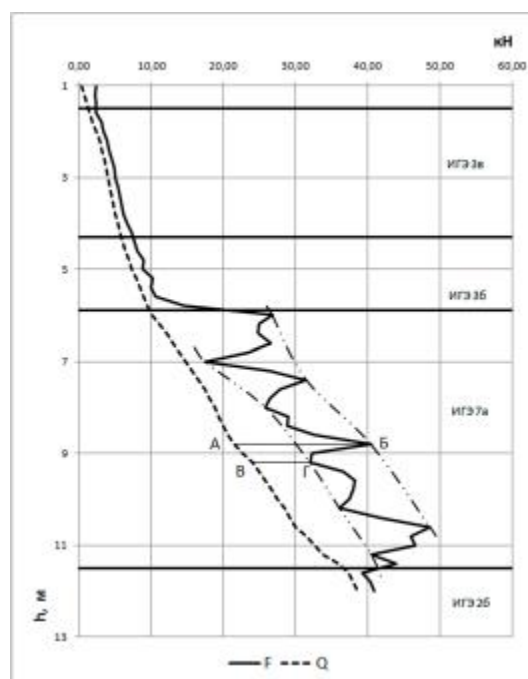


Рис. 4. Диаграмма полного сопротивления погружению зонда (F) и сопротивления по боковой поверхности (Q) в ТСЗ № 1

В качестве расчетной была принята длина $l=5,9$ м, соответствующая входу конуса зонда в слой ИГЭ7а. Полное сопротивление погружению в этой точке резко увеличивается до значения $F=20$ кН (см. рис. 4).

$E=215$ ГПа (сталь 38ХГС),

$$I = \frac{\pi}{64} (d_{\text{н}}^4 - d_{\text{вн}}^4) = \frac{\pi}{64} (0,036^4 - 0,018^4) = 0,77 \cdot 10^{-7} \text{ м}^4$$

– момент инерции трубчатого сечения стержня зонда с наружным диаметром $d_{\text{н}}=36$ мм, внутренним $d_{\text{вн}}=18$ мм.

Видно, что при прохождении зондом слоя ИГЭ7а в более слабых слоях НС, ИГЭЗв, ИГЭЗб возможно появление продольного изгиба стержня и, как следствие, возникновение автоколебаний системы «зонд-грунт».

Необходимо отметить, что при решении данной задачи одновременно проверялось условие возможной потери устойчивости стержня в грунте, за факт которой принималось превышение сопротивления погружению над значением критической силы

$$P_{\text{кр}} = mn2\sqrt{k(x)d_{\text{н}}EI} < F, \quad (3)$$

где m – поправочный коэффициент, учитывающий длину зонда и жесткую заделку верха стержня зонда; n – коэффициент, учитывающий трение по боковой поверхности зонда [6].

$$P_{\text{кр}} = 1,62 \cdot 1,028 \cdot 2\sqrt{2968 \cdot 0,036 \cdot 16,555} = 132,1 \text{ кН} > F = 20 \text{ кН}.$$

Значение критической силы превышает сопротивление погружению в несколько раз, что связано прежде всего с высоким значением коэффициента отпора грунта $k(x)=2968$ кН/м⁴.

В данном случае вопрос принятия значения коэффициента отпора является весьма неоднозначным. Дело в том, что процесс погружения зонда и изгиба его стержня является циклическим. Сначала на стержень передается некоторое усилие, которое одновременно с погружением вызывает его изгиб, ограниченный отпором окружающего его грунта. Через некоторый интервал нагрузка снимается для наращивания штанг, что вызывает возвращение стержня в первоначальное прямолинейное состояние. При этом вокруг стержня в грунте образуется полость, и при повторном нагружении изгиб будет происходить на начальной стадии в воздушной среде. С увеличением количества циклов величина полости увеличивается. Очевидно, что значение коэффициента отпора грунта будет зависеть от величины этой полости. Поэтому задачу необходимо рассматривать и решать как задачу возникновения продольного изгиба стержня и возможной потери устойчивости в воздушной среде с ограниченной величиной максимального изгиба. Исследования в данном направлении продолжаются и в рамках данной статьи не приводятся.

Вывод о дискретности процесса погружения подтверждает приведенная на рис. 4 диаграмма полного сопротивления погружению зонда $F=R+Q$ в рассматриваемой точке статического зондирования ТСЗ № 1.

Как видно, до глубины 5,9 м процесс погружения происходит достаточно равномерно, без существенных колебаний значения сопротивления. Затем, при входе зонда в слой ИГЭ7а, наблюдаются значительные колебания определяемых параметров.

Пунктирной линией показано полное сопротивление по боковой поверхности.

$$Q = u \sum f_{si} h_i, \quad (4)$$

где u – периметр зонда, f_{si} – сопротивление по муфте трения, h_i – мощность i -го слоя грунта.

На полученной диаграмме можно выделить пиковые (точка Б) и минимальные (точка Г) значения сопротивления погружению зонда. Штрихпунктирной линией показаны огибающие максимумов и минимумов.

Таким образом, на глубине $h=8,8$ м в точке Б реализуется максимальное сопротивление конусу $q_{c,\text{max}} = R_{\text{max}}/A$, а в точке Г – минимальное $q_{c,\text{min}} = R_{\text{min}}/A$.

Графически сопротивление под конусом зонда $R=Aq_c$ может быть определено как разница между полным сопротивлением F и общим сопротивлением по боковой поверхности $R=F-Q$, т.е. значение R_{max} соответствует участку АБ, R_{min} – участку ВГ.

Тогда в ТСЗ № 1 имеем:

$$R_{\text{max}}=0,0189 \text{ МПа}, R_{\text{min}}=0,008 \text{ МПа}, q_{c,\text{max}}=19,7 \text{ МПа}, q_{c,\text{min}}=8,3 \text{ МПа}.$$

Согласно таблице 3 приложения «И» СП 11-105-97 для глубины $h>5$ м сопротивлению $q_{c,\text{max}}=19,7$ МПа соответствует угол внутреннего трения $\varphi_{\text{max}}=36,4^\circ$, а значению $q_{c,\text{min}}=8,3$ МПа – $\varphi_{\text{min}}=32,2^\circ$.

Среднее значение $q_{c,cp} = (q_{c,max} + q_{c,min})/2 = (19,7 + 8,3)/2 = 14$ МПа соответствует сопротивлению трения скольжения, реализующемуся на участках разгрузки. Соответствующий этому значению $\varphi_{cp} = 34,7^\circ$ – угол трения скольжения.

Аналогичная обработка была выполнена и в других точках статического зондирования. В таблице 2 представлены результаты обработки данных по пяти точкам для глубины $h > 5$ м.

Таблица 2

№ ТСЗ	φ_{max} , град	Нормативное значение φ_{max} , град	φ_{min} , град	Нормативное значение φ_{min} , град	φ_{cp} , град	Нормативное значение φ_{cp} , град
1	36,4	36,3	32,2	33,7	34,7	35,1
3	35,7		32,5		34,3	
7	36,3		34,1		35,2	
15	36,4		34,9		35,6	
17	36,5		35		35,6	

Таким образом, для ИГЭ7а имеем нормативное значение $\varphi_{max} = 36,3^\circ$ (среднее квадратическое отклонение $\gamma = 0,29$, коэффициент вариации $V = 0,08$), $\varphi_{min} = 33,7^\circ$ ($\gamma = 1,18, V = 0,04$), $\varphi_{cp} = 35,1^\circ$ ($\gamma = 0,51, V = 0,01$).

Полученная диаграмма подтверждает дискретный механизм погружения зонда. На участках возрастания усилия погружения происходит накопление упругой энергии в системе до некоторого пикового значения F_{max} . Процесс погружения при этом характеризуется ростом нагрузки без существенного перемещения зонда по глубине, но с появлением продольного изгиба стержня зонда. С ростом нагрузки система «зонд-грунт» переходит в состояние предельного равновесия и в определенный момент зонд резко перемещается со скоростью, значительно большей, чем на участке нагружения. При этом на участке разгрузки реализуется сопротивление скольжения.

Экспериментальные исследования образцов песчаного грунта в сдвиговом приборе [2, 7] при автоколебаниях позволили получить такие прочностные параметры грунта, как сопротивление скольжению, сопротивление страгиванию, угол трения скольжения, угол зацепления, связность частиц грунта. Эти характеристики позволяют выполнить обоснованную оценку и выбор критериев разрушения и определения параметров прочности при статических и динамических нагрузках.

При проведении статического зондирования грунта распространено использование систем регистрации с демпфирующими устройствами, например, систем с выходом на самописец. При использовании же механических систем регистрации показания снимаются с интервалом до 0,5-1 м по глубине. Все это снижает трудоемкость обработки результатов, но искажает реальную картину процесса взаимодействия зонда с грунтом. Таким образом, для фиксации автоколебаний системы «зонд-грунт» при проведении статического зондирования необходимо применение систем непрерывной регистрации, позволяющих отслеживать параметры дискретного погружения с целью определения статических и динамических характеристик прочности грунта.

Выводы

1. Эффективность применения метода статического зондирования грунтов ограничивается неоднозначностью интерпретации получаемых при зондировании результатов.
2. Анализ существующей литературы показал, что в работах различных авторов имеются сведения, свидетельствующие о фиксации в процессе зондирования неожиданных резких изменений фиксируемых параметров.
3. Многочисленные экспериментальные данные, как собственные, так и других исследователей, позволяют предположить, что механизм взаимодействия зонда с грунтом имеет дискретный характер, который может быть связан с возбуждением в системе «зонд-грунт» автоколебательного процесса.
4. Накопление упругой энергии в системе «зонд-грунт» происходит, по-видимому, вследствие изгиба стержня зонда, который необходимо рассматривать как задачу возможной потери устойчивости стержня в воздушной среде с ограниченной величиной максимального изгиба.
5. Наиболее предпочтительными при выполнении зондирования являются системы непрерывной регистрации изучаемых параметров.

6. Фиксация параметров автоколебаний при проведении статического зондирования представляется перспективной с точки зрения определения статических и динамических характеристик прочности грунтовых оснований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кулачкин Б.И. Экспериментально-теоретические исследования и разработка метода зондирования в инженерной геологии // Дисс. доктора г.-м. наук. – М., 1990.
2. Латыпов А.И., Савкин С.М. О прочностных свойствах песчаных грунтов при автоколебательном разрушении // Современные проблемы фундаментостроения: Сборник трудов Международной научно-технической конференции, часть 3, 4. – Волгоград: ВолГАСА, 2001. – С. 55-57.
3. Санглера Г. Исследование грунтов методом зондирования. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1971.
4. Драновский А.Н. О механизме дискретного деформирования грунтов // Современные проблемы фундаментостроения: Сборник трудов Международной научно-технической конференции, часть 3, 4. – Волгоград: ВолГАСА, 2001. – С. 34-37.
5. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов. – М.: Изд-во АСВ, 1999.
6. Прыгунов М.А. Устойчивость буроинъекционных свай // Дисс. канд. техн. наук. – Казань, 2004.
7. Савкин С.М., Латыпов А.И. Определение статических и кинетических характеристик сопротивления грунтов разрушению // Міжвідомчий науково-технічний збірник 4-та україньська науково-технічна конференція – Механіка ґрунтів та фундаментобудування, Вып. 53. кн. 1. – Кієв: НДІБК, 2000. – С. 215-220.