

Барвашов В.А.¹, Болдырев Г.Г.²

¹НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ Строительство», г. Москва, barvash@mail.ru

²ООО «НПП «Геотек», г. Пенза, g-boldyrev@geotek.ru

«МЯГКАЯ МАТЕМАТИКА» В ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЁТАХ

Введение

Настоящая статья посвящена большому проекту, который позволит решить целый ряд актуальных проблем геотехники и инженерно-геологических изысканий. Авторы неоднократно излагали основные положения этого проекта в своих публикациях (см. список литературы) и выступлениях на конференциях.

Но до сих пор авторы не получили ни откликов, ни вопросов по обсуждаемым проблемам и методам. Просим Вас: пишите отзывы, мы будем особенно благодарны за конструктивную критику наших предложений. По крылатому выражению академика С.П. Капицы «только противоречие стимулирует развитие. Его надо подчеркивать, а не замазывать».

Неопределенности данных инженерно-геологических изысканий и их источники

Согласно п. 6.3.6 СП 47.13330.2012 [9] горные выработки и точки полевых исследований необходимо располагать в пределах контуров проектируемых зданий и сооружений **не более, чем в 25 м друг от друга** в сложных инженерно-геологических условиях, а для простой и средней категории сложности это расстояние в 4 и 2 раза больше соответственно.

Поэтому всегда можно приближённо подсчитать объём грунта в выработках, который испытывают при инженерно-геологических изысканиях (ИГИ) и соотнести его с общим объёмом основания под будущим сооружением. Этому весьма существенному вопросу посвящены всего две публикации трех известных геологов [7, 11]. А ведь этот объём чрезвычайно мал: порядка миллионных долей (10^{-6}) объёма основания. (Причем за свою работу инженер-геологи получают всего 0,05-0,1% капитальных затрат на строительство объекта).

Но это не окончательные, а промежуточные данные ИГИ, например, параметры q_c и f_s , получаемые при зондировании (СРТ). По ним проектные параметры E , c и φ определяются с помощью корреляционных формул. Таких формул, разработанных разными авторами, немало. Их общая черта – это завышенное число цифр в значениях численных коэффициентов. Вот, например, три такие формулы (ФИО авторов нам известны, но мы сохраняем их анонимность):

$$\varphi = 6.627 \cdot 10^{-3} - 0.5 \cdot \left(\frac{R_p - \frac{\sigma}{\sigma_{v0}}}{\sigma_{v0}} \right)^2 + 0.07656 \cdot \frac{R_p - \frac{\sigma}{\sigma_{v0}}}{\sigma_{v0}} + 21.0647, \quad (1)$$

$$\gamma = 1.29968 + 0.05291 \cdot N_{SPT} + 0.00106(N_{SPT}^2 + 7.5E - 06 \cdot N_{SPT}^3) \left(\frac{\tau}{\text{м}^3}\right), \quad (2)$$

$$E_d = 10.1993 \cdot N_{SPT} + 1.7919(\text{кг/см}^2), \quad (3)$$

где φ – угол внутреннего трения в град., R_p – среднее сопротивление перемещения конусу в кг/см², σ – напряжение в кг/см², σ_{vo} – эффективное статическое давление в середине слоя грунта в кг/см², γ – удельный вес грунта т/м³, N_{SPT} – число ударов при динамическом зондировании, безразмерная величина, E – модуль деформации в МПа, E_d – одометрический модуль деформации в кг/см².

В таблицах и формулах СП 47.13330.2012 [9] дано не более 2-х цифр. Но и два десятичных знака может быть слишком много. Ведь не исключены случаи, когда нет ни одного «верного» десятичного знака, тогда нужно указывать пределы разброса величины.

Так и сделано в известной книге «От двух до пяти» (2–5) известного детского автора Корнея Чуковского. А ведь в некоторых случаях известен только порядок величин, например, размеры Вселенной.

Но это не всё. При проведении ИГИ на каждой глубине в каждой точке проводят только одно-единственное измерение, например, при зондировании (СРТ). Поэтому возникает вопрос: насколько однозначны результаты этих измерений? На этот вопрос можно ответить, проводя повторные испытания в близких точках. Но повторные испытания **никто никогда** не проводит, так как Заказчик их не оплатит. Поэтому нам известны только **два** таких эксперимента.

Один эксперимент выполнен студентами университета штата Луизиана (США) по заказу Федеральной Администрации Автодорог (FHWA) [12]. Эксперимент включал 16 испытаний СРТ в точках, расположенных равномерно в пределах круга радиусом 6 футов (≈ 2 м) (рис. 1, 2).



Рис. 1. Вид поверхности основания на месте

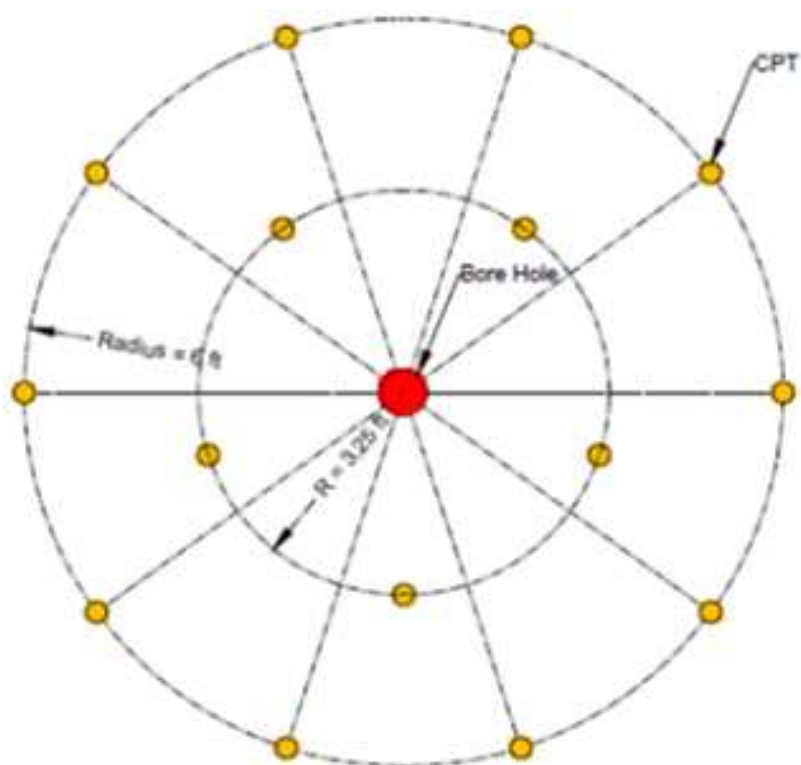


Рис. 2. Расположение выработок

На графиках (рис. 3, а, б) видно, что разброс величин, измеренных на одинаковых глубинах, может составлять 2–5 раз.

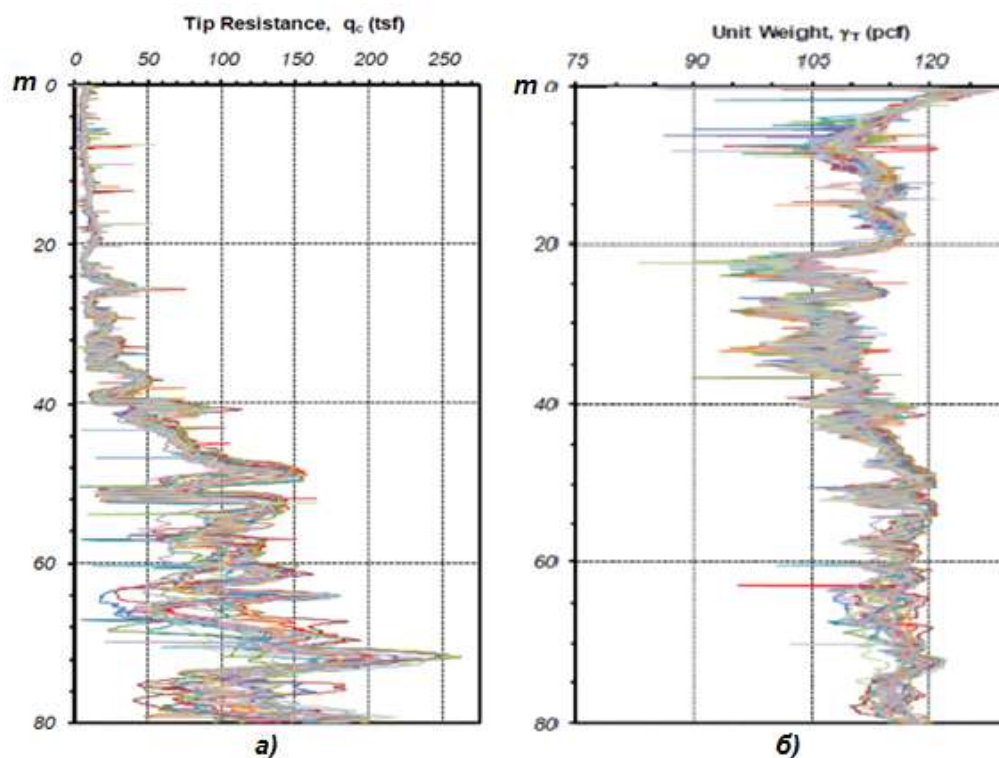


Рис. 3. Графики: а – сопротивления грунта по острию зонда (q_c),
б – удельного веса грунта (γ_T)

В России аналогичный эксперимент проводился компанией ООО «НПП «Геотек» (г. Пенза), для этого использовали дилатометр конструкции Маркетти (отметим, что несмотря на титанические усилия компании ООО «НПП «Геотек», нормативные документы по дилатометрии до сих пор официально не утверждены). В грунт погружали два дилатометра, отстоящих друг от друга на 2 м. Измерялись модули деформации грунта E на разных глубинах. Результаты показали существенный разброс (рис. 4) [11].

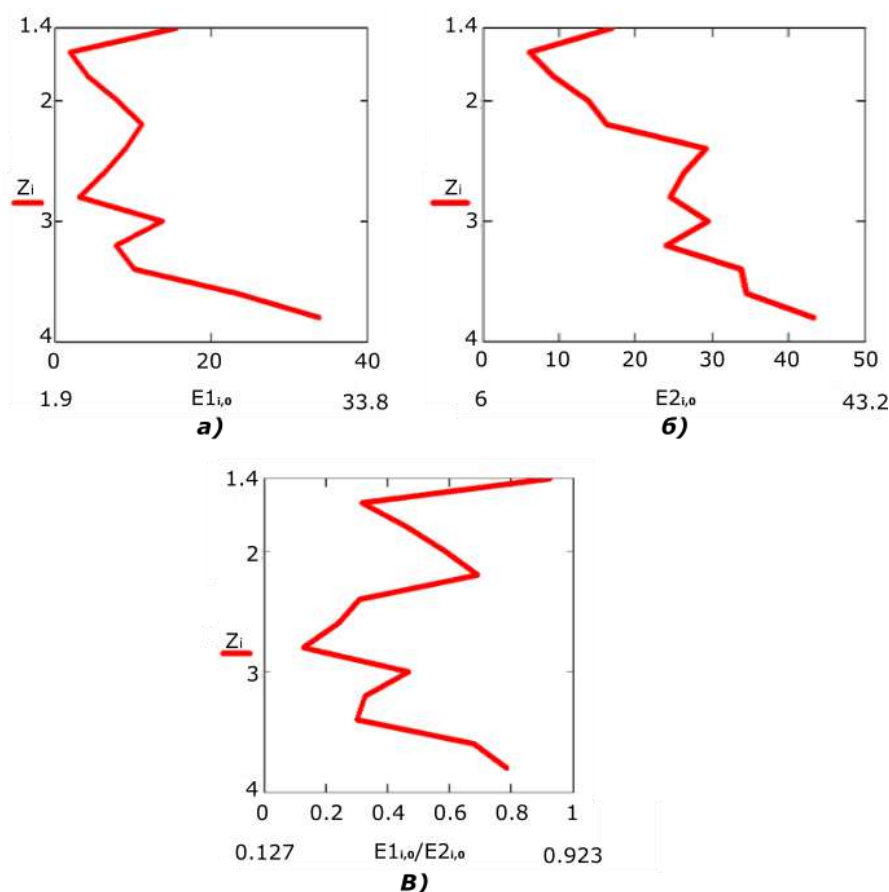


Рис. 4. Графики: а – изменения $E1$, б – изменения $E2$, в – отношения модулей $E1/E2$.
Расстояние между выработками 2 м

Возникает вопрос, почему таких экспериментов так мало, почему факт неопределенности данных ИГИ не отражается в нормативных документах, и одновременно результаты зондирования (как и результаты других испытаний) всегда интерпретируются однозначно и представляются с большой точностью, которая, на самом деле, не соответствует действительности?

Неопределенности результатов лабораторных испытаний хорошо известны, и этот вопрос все-таки как-то учитывается в нормативных документах с помощью коэффициентов надежности. Но нередко эти коэффициенты имеют всего одно значение, превышающее единицу, а второе значение, меньшее единицы, игнорируется. А это важно, например, при расчёте кренов сооружений, как это показали результаты мониторинга 30 зданий в Санкт-Петербурге (Фадеев А.Б. и др. [10]).

При проведении камеральных работ, при составлении инженерно-геологических отчетов эти неопределенности ИГИ преумножаются, так как зависят от исполнителя и способа проведения работ.

Одна из таких операций – это построение геологических разрезов с выделением инженерно-геологических и расчётно-грунтовых элементов (ИГЭ и РГЭ). Очевидно, что эта операция «раздувания» – «инфляция» скудных данных изысканий на весь объём основания – субъективна.

Но и это не всё. В своих отчетах инженер-геологи дают только нескольких вертикальных разрезов с указанием границ ИГЭ без данных о грунтах между разрезами. Поэтому проектировщики их просто «додумывают», обычно преуменьшая величины параметров грунта, так как ошибочно полагают, что это идет в запас надежности (вторичная «инфляция»). Но и это не всегда идет «в запас», например, при расчёте кренов сооружения [3].

В других видах испытаний вышеуказанные проблемы также присутствуют и в не меньшей степени.

Но и это не всё. Вот мнение двух известных геологов проф. Е.А. Вознесенского и проф. А.В. Брушкова (МГУ им. М.В. Ломоносова) [6], которое мы неоднократно цитировали в своих прежних публикациях:

«1. Мы отлично знаем, что большое количество данных о составе и свойствах грунтов в ходе инженерно-геологических работ не получено экспериментально, а выдумано – «нарисовано» (так же как и часть скважин и горных выработок). Это очевидно, потому что ряд лабораторий выдает огромное количество данных еще до того, как испытания могут быть даже теоретически завершены в соответствии с действующими стандартами.

2. Хорошо известно, что проектировщики часто берут для расчётов не экспериментально полученные показатели свойств грунтов, а просто «подходящие» величины из таблиц нормативных документов. И хорошо еще, если они хотя бы понимают, что это за показатели.

3. В последние годы в разных городах официально – с разрезанием ленточки – в эксплуатацию вводились весьма ответственные сооружения еще до того, как были завершены изыскания. А это значит, что проектирование и строительство предшествовали проведению изысканий».

Несмотря на эти неопределенности и «инфляцию» исходных данных для расчёта и проектирования сооружений аварии построенных сооружений крайне редки (хотя, конечно, уцелели не все древние сооружения). Это значит, что система «основание–фундамент–сооружение» (СОФС) имеет малую чувствительность (большую робастность, то есть сопротивляемость) к неопределенностям геотехнических свойств оснований в сравнении с другими искусственными системами, в которых даже небольшие изменения условий приводят к нештатным ситуациям и авариям (искусственные спутники, самолеты, автомобили и т.д., и т.п.).

Малая чувствительность конструкций сооружений позволяет применять так называемую «мягкую» математику для расчётов СОФС. (Более подробно см. ниже раздел *Чувствительность/робастность фундаментов в системе СОФС*).

«Мягкая» математика (асимптотология)

Главной особенностью мягких вычислений является то, что в отличие от традиционных (жёстких) вычислений, *они приспособлены к неопределенности реального мира*. Основным принципом мягких вычислений [2] является: *«терпимость к неточности, неопределенности»*. Это создает дополнительные

возможности для создания самых различных методов расчётов, включая геотехнические.

В отличие от *жёстких* методов, в которых точность, сходимость, оптимизация и тому подобное являются приоритетами, *мягкие* методы дают больше возможностей для решения практических задач.

Всемирно известный советский математик В.И. Арнольд пишет в своем труде «Жёсткие и мягкие математические модели» [1], наглядно объясняя их смысл: *«Примером жёсткой модели является таблица умножения. Простейший пример мягкой модели: принцип «чем дальше в лес, тем больше дров». Возможность полезной математической теории мягких моделей открыта относительно недавно».*

Знаменитый советский физик Л.Д. Ландау так интерпретировал роль математики: *«Математика – это наука обходиться без вычислений, а физика – это искусство обходиться без математики».*

Некоторые принципы «мягкой» математики приводят к интересным выводам. Так, В.И. Арнольд [1] утверждал, что *«оптимизация и интенсификация – это путь к катастрофе».* А ведь во время перестройки основным лозунгом экономического развития СССР был: *«Экономика должна быть экономной».* Но нельзя забывать, что эта тенденция экономии и темпов выполнения работ ограничена требованиями безопасности.

Жесткая математика привела Пифагора (V в. до н.э), автора знаменитой теоремы о равенстве суммы квадратов катетов квадрату гипотенузы, к иррациональным числам, которые нельзя записать в конечном виде и о которых в его время ничего не было известно. Это так потрясло Пифагора, что он засекретил этот парадокс.

Р. Декарт предложил упразднить иррациональные числа, так как они «не существуют, и их нужно просто упразднить». Но позднее Г. Кантор показал, что они составляют континуум, мощность которого бесконечно превышает мощность множества рациональных чисел, то есть практически все числа являются иррациональными.

По теореме К. Гёделя, любая система аксиом является неполной, то есть всегда существуют утверждения, которые нельзя ни подтвердить, ни опровергнуть до тех пор, пока не будет введена дополнительная аксиома. Это значит, что любая жесткая теория порождает парадоксы.

И в геотехнике строгие решения приводят к парадоксам. Например, в решении задачи о нагруженном штампе, вдавливаемом в однородное упругое полупространство, под краями получаются бесконечные контактные напряжения.

В плоской задаче о нагруженном штампе, прилипшем к полуплоскости, под его краем возникает разрыв второго рода с бесконечной осцилляцией эпюры контактных давлений.

Перемещения от вертикальной нагрузки, приложенной к полуплоскости в плоской задаче, вообще не определены (задача Фламана).

Проф. М.И. Горбунову-Посадову не удалось избавиться от вышеуказанных парадоксов, то есть решить «смешанную» задачу – учесть образование «пластических зон под краями фундамента», и объединить фазы деформирования и разрушения основания. Поэтому в нормативных документах, начиная с самого первого СНиП II-Б. 1-62, было введено ограничение на использование решений теории упругости: сначала «нормативное», которое после 1974 г. переименовали в «расчётное сопротивление грунта основания». Кроме того, «упругое» основание превратилось в «линейно-деформируемое», так как оно лишь частично восстанавливает исходную форму при снятии нагрузки. Причем глубину основания пришлось ограничить «сжимаемой толщиной», чтобы компенсировать нелинейность деформаций грунта по глубине и так далее и тому подобное.

Эти факты, как и многие другие, показывает непрактичность жёстких математических решений, и положительную роль «мягких» решений, благодаря которым оказалось возможным получать численные решения задач геотехники. Главное: не перестараться, применяя «мягкие» решения.

Несколько лучше обстоит дело с прочностью (несущей способностью) грунтового основания. Но и здесь есть проблемы.

В задачах предельного равновесия грунтового основания используют решения гиперболического уравнения сыпучей среды под нагрузкой методом характеристик, впервые полученные В.В. Соколовским и К. Терцаги еще в 1942–43 гг. Прочность сыпучей среды определяется величинами сцепления и угла внутреннего трения. Уже здесь есть противоречие, так как наличие сцепления предполагает прилипание, то есть отсутствие скольжения (трения) части массива по другой его части, а наличие трения означает нарушение сцепления (прилипания). Это противоречие традиционно забывают.

Более того, в решениях задач предельного равновесия делается допущение о том, что происходит *статическое разрушение*, то есть одновременно во всех точках зоны разрушения и одновременно, что физически невозможно. При таком допущении несущая способность существенно преувеличивается.

В действительности разрушение грунта всегда *кинематическое* и происходит последовательно, начавшись в точках под краями фундамента, а затем при росте нагрузки эти зоны разрастаются и смыкаются, приводя к окончательной потере устойчивости основания.

Возникает вопрос, почему же аварии сооружений из-за деформаций и разрушения грунтов оснований сооружений чрезвычайно редки (конечно, исключая оползни). Для сравнения: аварийность космических запусков на ракете «Протон» составляет 2% (во времена СССР).

Мониторинг осадок построенных зданий не может дать ответ на этот вопрос, так как обычно включает измерение осадок сооружения в отдельных точках и подтверждает достаточную прочность основания и сооружения. Аварии происходят неожиданно.

Все эти неопределенности говорят в пользу «мягких расчётов». Но есть и другие сопутствующие обстоятельства.

Эффект сглаживания разброса деформаций основания

Осадки оснований сооружений получаются суммированием вертикальных деформаций от нагрузки сооружения по глубине, которые, хотя и *могут быть всегда хаотичны, но они всегда положительны*. Вертикальные перемещения получаются суммированием этих беспорядочных, но всюду положительных деформаций, поэтому распределение вертикальных перемещений по глубине основания – это гладкие функции перемещений с интенсивно осциллирующими производными. Это можно увидеть на следующем примере.

Пусть дана интенсивно осциллирующая положительная функция $s = s(x) > 0$. На рис. 5 эта функция показана красным цветом.

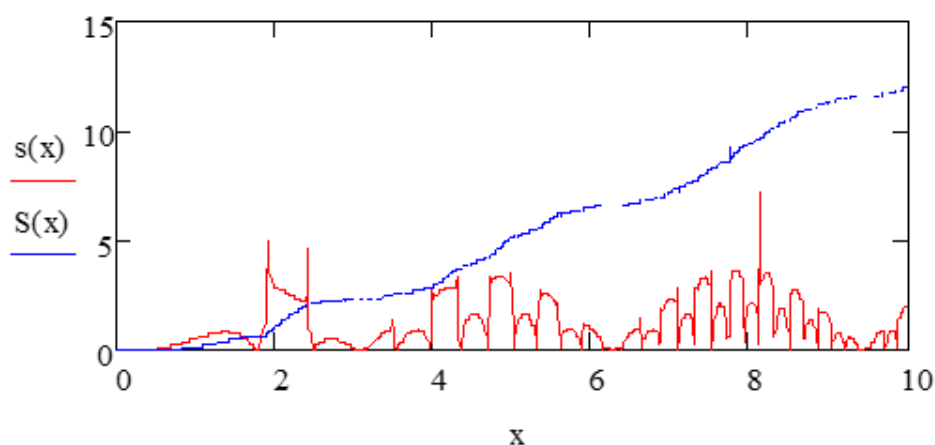


Рис. 5. Пример «сглаживания» интенсивно осциллирующей функции ($s(x)$) положительной функцией ($S(x)$) при интегрировании

Пусть функция $S = S(x)$ определяется интегрированием по формуле (4)

$$S(x) = \int_0^x s(x) dx \quad (4)$$

где x – произвольный аргумент.

Поскольку $s(x) > 0$, то $S = S(x) > 0$ является довольно гладкой положительной функцией (см. рис. 5).

Эффект «сглаживания» при расчёте осадок нового сооружения присутствует всегда. Но в период жизни сооружения возможны деформации основания, например, вызванные соседней новостройкой, усадкой и набуханием грунтов, деформациями при оползании грунтов, сейсмических воздействиях. Эти прижизненные деформации другого знака *особо опасны* для сооружений.

Контактные модели оснований сооружений

Благодаря «сглаживанию» (см. рис. 5) перемещений на уровне поверхности оснований в расчётах системы СОФС линейно-деформируемые

контактные модели (КМ) оказываются весьма правдоподобными. Их множество и они разнообразны. Они появились еще в XVIII веке, первую из них предложил член С.-Петербургской Академии наук Леонард Эйлер, а затем она передавалась по наследству его многочисленными потомками. Сейчас чаще всего эту модель называют моделью Винклера, который был членом той же самой Академии в середине XIX в.

КМ посвящены тысячи публикаций у нас и за рубежом, они появились задолго до появления коммерческих МКЭ-программ (программ, основанных на методе конечных элементов). Защищено множество диссертаций на эту тему. Хотя во всем мире именно КМ Винклера применяется для расчёта осадок сооружений при геотехническом проектировании, тем не менее на сайте Geotechnical Engineering (сеть Linkedin) вопрос о том, как определить величину коэффициента постели (subgrade modulus), наверное, наиболее обсуждаемый вопрос.

При соответствующем подборе распределения коэффициента $K = K(x, y)$ КМ Винклера может заменить все остальные КМ и все пространственные модели основания (упругие полубесконечные среды) в расчётах СОФС. Для такого подбора используют итерационный метод Шварца, который появился еще в 1869 г. для решения любых контактных задач [8], но при условии, что контактные напряжения ограничены по величине. Но именно это последнее условие не выполняется в итерационных методах расчёта СОФС, применяемых в российских программах SCAD, Лира, Мономах и др. Ведь этот метод предназначен для решения интегральных уравнений Фредгольма первого рода (но никак не второго), в которых резольвента (в данном случае это функция распределения контактных давлений на основание) ограничена по величине. А на самом деле, эта функция имеет сингулярности (бесконечные значения) под краями фундамента при применении контактных моделей таких, как упругое полупространство и слой КМ с двумя коэффициентами постели (Пастернака). Поэтому итерационный метод Шварца приводит к парадоксам: при использовании вышеуказанных программ: итерационный процесс не сходится никогда.

В натуре под краями реального фундамента происходит разрыв грунта (см. результаты модельных опытов на рис. 6). Если этот разрыв (прорезку) не учитывать, то расчёт по вышеуказанным программам не дает единственное решение, а итерационный процесс бесконечен, его можно только произвольно оборвать и использовать то, что получится в результате. На самом деле под краями фундамента происходит разрушение грунта до некоторой глубины («прорезка»). Причем это не статическое, а кинематическое разрушение.

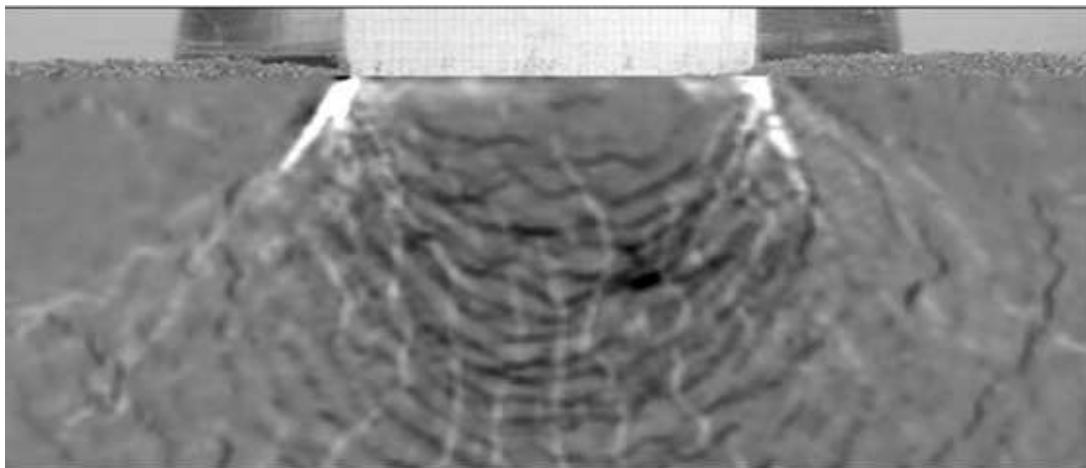


Рис. 6. Прорезки под краями нагруженного штампа на глине [3]

В СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений введено понятие «расчётное сопротивление грунта основания», которое определяется по формуле Н.П. Пузыревского, для фиксируемой глубины «пластической», но эта зона не является пластической, так как внутри нее превышает условие предельного равновесия грунта, что физически невозможно. Однако фиктивная глубина развития этих псевдо-пластических зон в течение десятков лет использовалась в качестве критерия допустимости применения решений теории упругости для расчёта оснований.

Все эти приёмы и методы можно квалифицировать как недопустимое применение «мягкой» математики.

Учёт разрушения грунта под краями фундамента

Но все не так безнадежно. На рис. 7 приведены результаты модельных опытов в лотке с прозрачной стенкой. Лоток заполнен глиной, на которую поставлен жёсткий штамп. При нагружении под краями штампа образуются разрывы («прорезки»), поэтому краевые контактные давления имеют конечную величину [3]. Такие разрывы снимают вышеуказанные противоречия решений задач предельного равновесия Соколовского-Терцаги, ведь предельное состояние достигается только в одной точке на нижнем конце разрыва.

МКЭ позволяет «увидеть» прорезку, если сильно измельчить сетку конечных элементов (КЭ) под краями фундаментов с помощью вложенных друг в друга кластеров. Но такие решения все равно неоднозначны, так как МКЭ не может моделировать никакие разрывы грунтовой среды при каком угодно мелком разбиении сетки КЭ. В то же время разрывы грунта на рис. 7 хорошо видны на просвет.

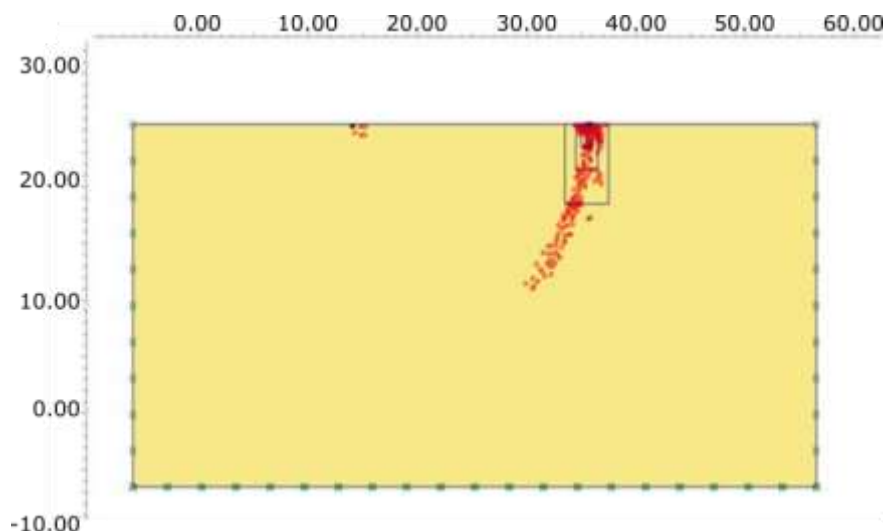


Рис. 7. Расчёт по МКЭ. Видны разные глубины прорезки под краями нагруженного фундамента. Под левым краем грубая разбивка на конечные элементы, а под правым – конечные элементы измельчены с помощью вложенный друг в друга кластеров

Между тем ввести такой разрыв (прорезку) в расчёт деформаций основания под фундаментом удивительно просто. Глубина такого разрыва Z_{max} определяется по простой формуле, в которую входят p – давление над прорезкой, h – глубина заложения фундамента, γ , c , φ – стандартные обозначения параметров грунта (удельный вес, сцепление и угол внутреннего трения в радианах соответственно) [3, 4]:

$$Z_{max} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c \cdot ctg \varphi}{\gamma} - h. \quad (5)$$

Более того, эта формула (5) математически точно совпадает с формулой Н.П. Пузыревского, которая во всех СНиПах и СП некорректно трактуется как глубина пластической зоны, но на самом деле внутри этой зоны условие пластичности превышает, что неверно.

В нашем случае механический смысл этой формулы иной: это глубина прорезки, то есть вертикального разрыва грунта под краями фундамента, с пластической точкой на нижнем конце. Этот разрыв происходит «кинематически» при росте нагрузки, он растёт в глубину, следуя за пластической точкой. Именно это и происходит в реальности.

Чувствительность/робастность фундаментов в системе СОФС

Как указано выше, сооружения мало чувствительны к вариациям свойств грунтов основания. (В теории систем чаще используется противоположный по смыслу и неудобопроизносимый термин «робастность» – robustness (прочность), которому мы предпочли здесь термин «чувствительность»). Термин

«чувствительность» применяется для оценки поведения сложных систем, однако до сих пор не нашел применения в геотехнических расчётах [3, 5].

При проведении ИГИ и выполнении отчетов инженер-геологи старательно вручную прорисовывают стратификацию грунтов основания (ИГЭ и РГЭ), но только на разрезах. Это субъективизм, который, как указано выше, дополняется субъективным назначением величин параметров грунта между разрезами.

Эту графику можно выполнить намного подробнее и красочнее (рис. 8, 9).

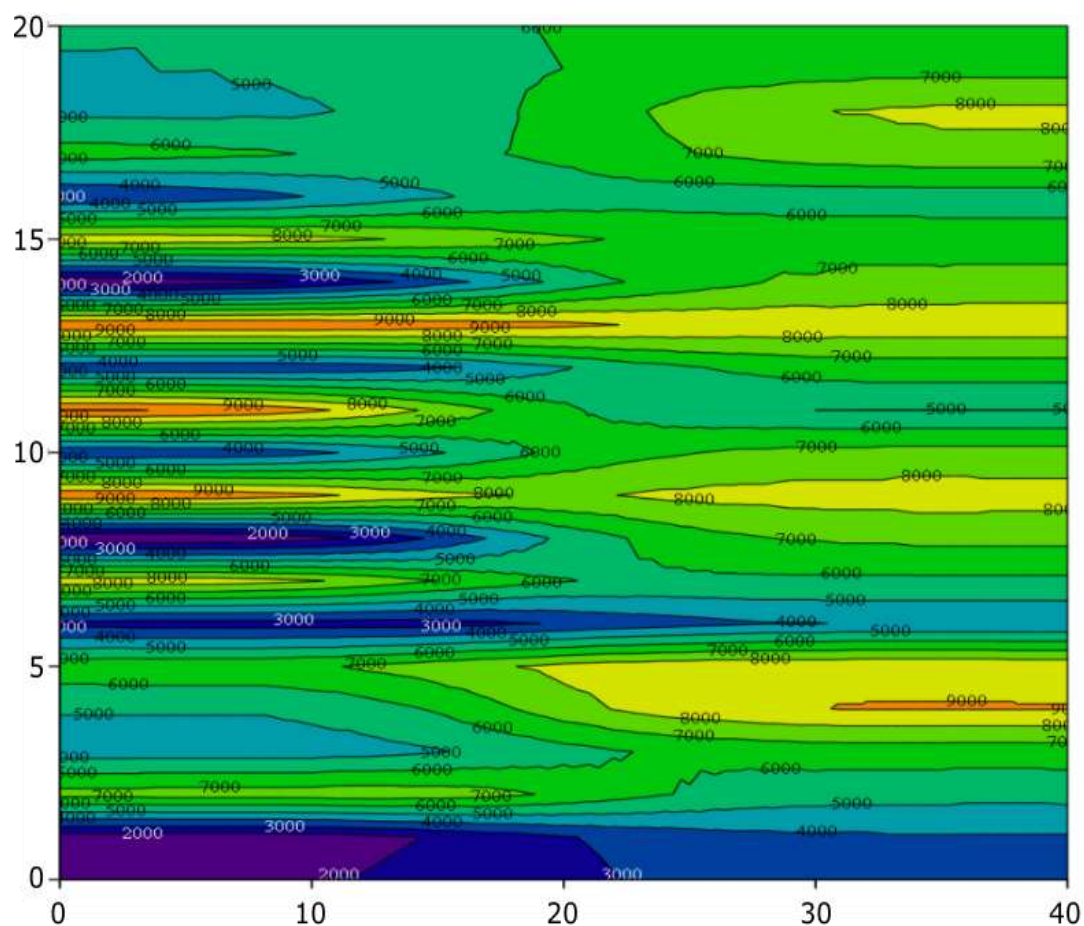


Рис. 8. Стратификация (аппроксимация Шепарда)

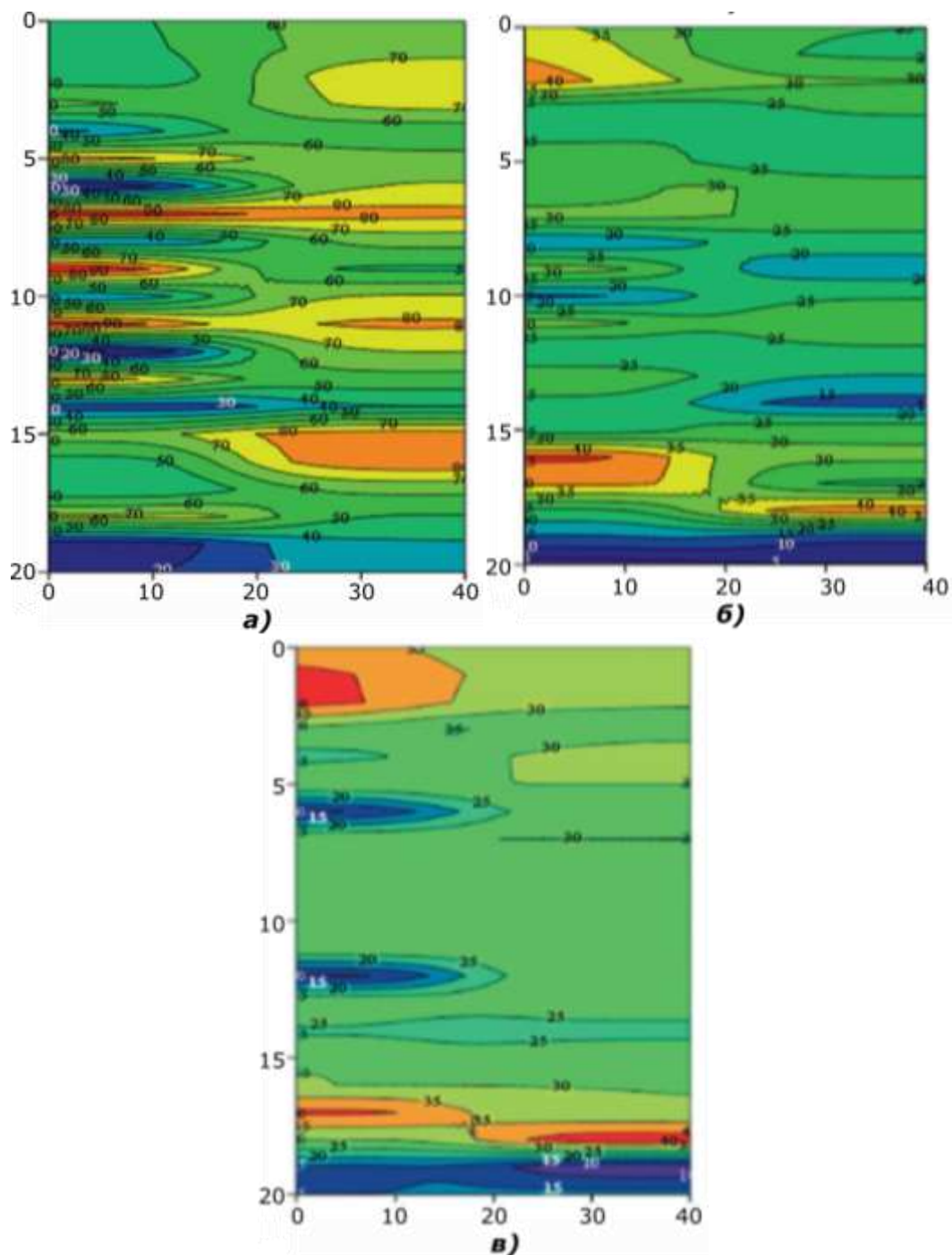


Рис. 9. Изолинии распределения величин параметров грунта на вертикальном разрезе:
а – E , б – c , в – φ

Но зачем выполнять совершенно бесполезные операции, даже с помощью компьютера, а тем более вручную, как это обычно делают инженер-геологи при построении разрезов? Ведь эти границы неоднозначны. Это лишь один из возможных вариантов стратификации грунтов, которых бесконечно много.

Возникает вопрос, а нельзя ли обойтись без этих декоративных операций и методов? Для ответа на этот вопрос применим принципы «мягкой математики», а, именно: исследуем чувствительность сооружения ко всем

описанным выше скудости, неопределенности, чрезвычайно большим разбросам и надуманности измеренных исходных данных ИГИ о грунтах основания.

Для этого нужно виртуально исследовать, насколько чувствительна система СОФС ко всему этому хаосу.

Для этого не обязательно выполнять сложнейшие измерения, расчётные схемы и расчёты. Для таких качественных исследований вполне достаточно использовать упрощенную расчётную схему СОФС (*эталон*), в которой есть основание, фундамент на этом основании и верхнее строение, покоящееся на сжимаемых опорах, которые стоят на фундаменте (рис. 10) [5]. Чтобы избавиться от парадоксальных особенностей поведения грунтового основания под краями фундамента с образованием разрывов, верхний слой основания представим в виде слоя Винклера для учета прорезки под краями фундамента.

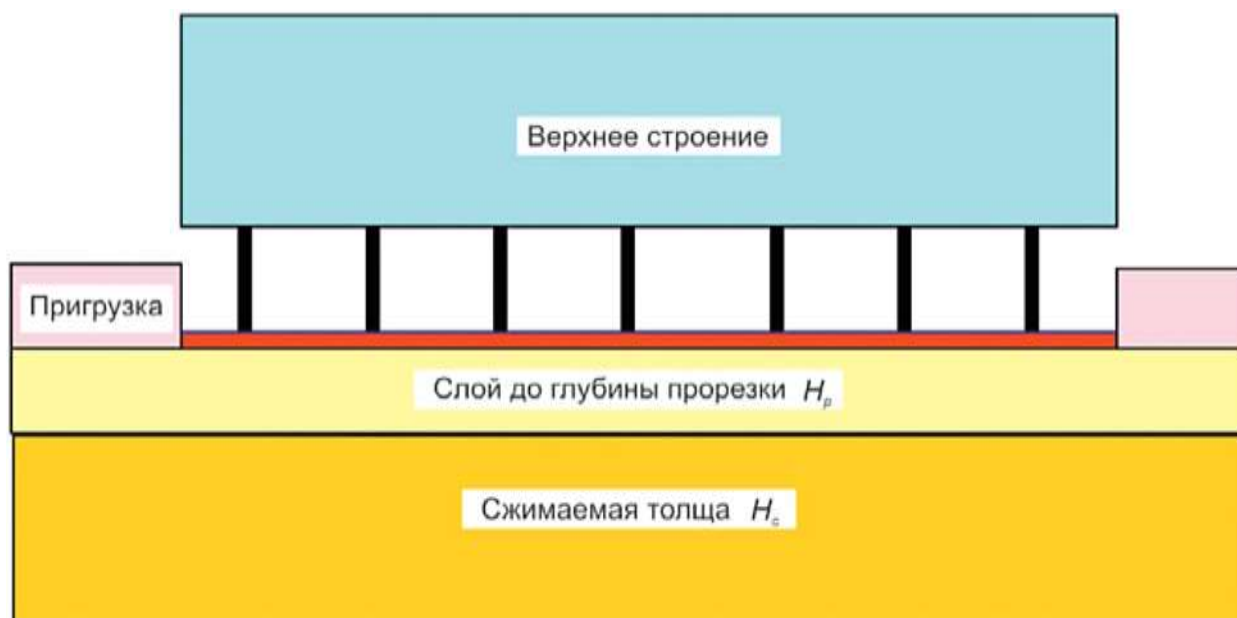


Рис. 10. Схема «эталона» СОФС. Красным цветом отмечена фундаментная плита, черные стержни – сжимаемые опоры [5]

«Эталон» предназначен для оценки качественных особенностей взаимодействия основания и фундамента в составе СОФС с учетом жёсткости верхнего строения.

Была составлена программа расчёта СОФС от воздействия веса верхнего строения, и В.А. Барвашовым выполнены многочисленные расчёты для оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) фундамента к различным исходным параметрам. Также в начале 2000-х годов В.А. Барвашовым выполнен большой объём численного моделирования [5]. Им же сделано много качественных выводов о поведении СОФС.

Оказалось, что изгибающие моменты в фундаменте более всего чувствительны к глубине прорезки, то есть зависят от параметров прочности грунта намного больше, чем, например, от величины жесткости верхнего строения и основания.

В то же время контактные давления фундамента на основание практически не зависят от жёсткости фундамента в составе сооружения при любой его жёсткости. С остальными результатами численного моделирования можно ознакомиться в [5]. Они дают возможность разработки метода расчёта осадок и кренов реальных СОФС без каких-либо «декоративных» инженерно-геологических построений и излишних графических работ.

Расчёт осадок, кренов сооружения и распределения величин коэффициента жёсткости неоднородного основания под сооружением без построения инженерно-геологических разрезов (вкратце, подробнее см. [3])

Рассмотрим жёсткое симметрично нагруженное сооружение прямоугольной формы на прямоугольной фундаментной плите (40*20 м). Среднее давление сооружения на основание $q = 0,3$ МПа. Основание неоднородно в плане и по глубине. Пример таких распределений показан на рис. 11. Эти распределения заданы датчиком случайных чисел, так как получить эти данные по отчётам геологов было невозможно из-за того, что основные их усилия направлены на построение разрезов и выделения ИГЭ. *Ведь одна из целей данной работы – исключить эти субъективные построения и выделения из расчётов.*

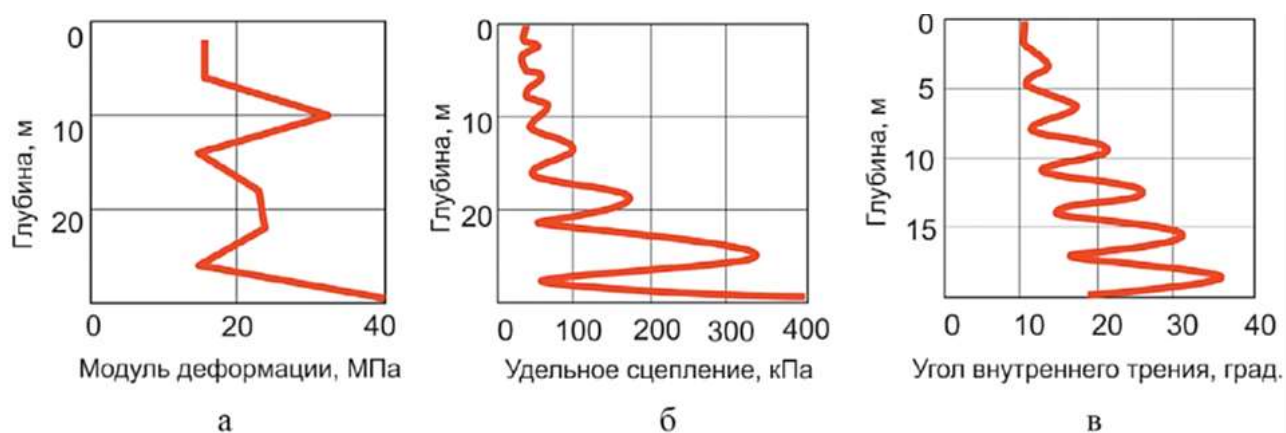


Рис. 11. Распределение параметров грунта по глубине под центром фундаментной плиты: а – E – модуль деформации, б – c – удельное сцепление, в – φ – угол внутреннего трения

Глубина прорезки определяется по формуле (5) с учётом слоистости грунта по определенному алгоритму [4], а глубина сжимаемой толщи – по формулам СП 22.13330.2011.

Расчёты осадок выполняются индивидуально для каждой скважины от среднего давления сооружения на основание по формулам суммирования с учётом неоднородности грунта в скважине, полученной по результатам испытаний. Подчеркнем ещё раз, что такие расчёты выполняются отдельно для каждой скважины, а не под всей подошвой фундамента. По полученным величинам определяются коэффициенты жёсткости основания над каждой

скважиной. Величины этих коэффициентов экстраполируются на всю поверхность основания по формулам Шепарда, причем рассматриваются варианты расчёта при различных значениях свободного параметра, присутствующего в этих формулах.

Такой подход не требует процедур «творческого» построения разрезов и выделения ИГЭ.

Алгоритм подробно описан и реализован в виде программы MathCad [3], там же приведены примеры расчёта осадок и кренов сооружения.

Отметим важный момент: результатами расчёта являются величины, получаемые интегрированием величин, имеющих большой естественный разброс и высокую степень неопределенности. Такие вычисления находят все большее применение в разных сферах человеческой деятельности. Их основной принцип – терпимость к неточности, неопределенности и неполной истинности. Это и есть «мягкие вычисления».

Отличительной особенностью данного «мягкого» метода, который отличает его от всех прочих существующих методов, является то, что при расчёте получается не один комплект результатов, а набор комплектов, обусловленный естественным разбросом (не обязательно статистическим) и значительной дискретностью исходных данных. По величине этого разброса можно принимать решения о достаточности числа уже испытанных выработок и о необходимости проходки дополнительных выработок.

Такой разброс – это не статистическая дисперсия, это характерная особенность «мягких» вычислений в методах решения задач, приспособленных к неточности реального мира. Основным принципом мягких вычислений является «терпимость» к допустимой неточности. Эта «терпимость» приводит к неоднозначности результатов расчёта, которую надо учитывать при проектировании, например, рассматривая различные варианты результатов и выбирая один или несколько наилучших.

Повторимся: алгоритм, численные решения и результаты расчёта по данному «мягкому» алгоритму приведены в статье [3]. Для сведения ниже даны лишь результаты расчёта (рис. 12).

Как видно по этим данным, величины осадки центра фундамента (нижняя строка каждой триады) имеют малый разброс для различных наборов исходных параметров и при различном числе выработок. Величины продольных кренов для 5 и 9 выработок различаются в 1.5 раза, а величины поперечных кренов – \approx в 4 раза.

	n = 1	n = 2	n = 3	n = 4
9 скважин	$\begin{pmatrix} -0.00191 \\ -0.00365 \\ 0.18752 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} -0.00244 \\ -0.00552 \\ 0.22895 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} -0.00255 \\ -0.00604 \\ 0.23946 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} -0.00258 \\ -0.0062 \\ 0.24288 \end{pmatrix}$
5 скважин	$\begin{pmatrix} -0.00322 \\ 0.00079 \\ 0.22406 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} -0.00375 \\ 0.00113 \\ 0.23376 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} -0.00384 \\ 0.00122 \\ 0.23457 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} -0.00388 \\ 0.00124 \\ 0.23481 \end{pmatrix}$

Рис. 12. Результаты расчёта по «мягкому» алгоритму. В столбцах даны результаты вариантов виртуального расчёта сооружения для случаев 5 и 9 выработок на площадке, в каждой строке сверху вниз – продольный, поперечный крены, а в третьей строке дана величина средней осадки сооружения при различных величинах варьируемого параметра $n = 1, 2, 3, 4$ в интерполяционной формуле Шепарда (см. [3])

Это объясняется тем, что величины средних осадок малочувствительны к неоднородностям основания, величины кренов намного более чувствительны к этим неоднородностям.

Список литературы

1. Арнольд В.И. «Жёсткие» и «мягкие» математические модели». М., МЦНМО, 2004. 32 с.
2. Баранцев Р.Г. Асимптотика и *мягкая* математика // Межд. конф. «Четвертые Окуневские чтения»: тезисы докладов. СПб., 2004. С. 14–17.
3. Барвашов В.А., Болдырев Г.Г., Уткин М.М. Расчёт осадок и кренов сооружений с учетом неопределенности свойств грунтовых оснований // Геотехника. 2016. № 1. С. 4–21.
4. Барвашов В.А. О рекомендациях по расчёту осадок в актуализированных нормативных документах по основаниям зданий и сооружений и свайным фундаментам. Критический анализ и предложения // Инженерные изыскания. 2011. № 9. С. 10–21.
5. Барвашов В.А. Чувствительность системы «основание–сооружение» // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. № 3. С. 10–14.
6. Вознесенский Е.А., Брушков А.В. Методы изучения грунтов при инженерно-геологических и геокриологических исследованиях. Состояние вопроса // Инженерные изыскания, 2014. № 7. С. 10–15.
7. Зиангиров Р.С. О взаимодействии изыскательских и проектных организаций и о геотехнической экспертизе в условиях отмены обязательного применения СНиПов // Инженерная геология, 2007. № 6. С. 15–17.
8. Канторович Л.В., Крылов В.И. Приближённые методы высшего анализа. М., Л.: Гос. Изд-во физ-мат лит-ры, 1962. 708 р.
9. СП 47.13330.2012 (Актуализированная редакция СНиП 11-02-96). Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. М.: Госстрой России. 2012.

10. Фадеев А.Б., Иноземцев В.К., Лукин В.А. О допустимых деформациях оснований плитных фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2004. № 2. С.14–18.
11. Чайкин А.А. Зиангиров Р.С., Эппель Д.И. О взаимодействии изыскательских и проектных организаций и о геотехнической экспертизе в условиях отмены обязательного применения СНиПов // Информационный сборник Мособлэкспертизы, 2007. № 3. С. 47–52.
12. Alshibli K.A, Okeil A.M., Alramahi B. Update of Correlations between Cone Penetration and Boring Log Data: Technical Report № FHWA/LA. 08/439. Baton Rouge, LA, 2008. 172 p.