

# РАСЧЕТ ОСАДОК И КРЕНОВ СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ НЕОПРЕДЕЛЕННОСТИ СВОЙСТВ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

CALCULATION OF SETTLEMENTS AND TILTS OF ENGINEERING STRUCTURES TAKING INTO ACCOUNT UNCERTAINTY OF FOUNDATION SOIL PROPERTIES

**БАРВАШОВ В.А.**

Ведущий научный сотрудник АО «НИЦ «Строительство», член Российского и Международного обществ по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ, ISSMGE), к.т.н., г. Москва, barvash@mail.ru

**БОЛДЫРЕВ Г.Г.**

Профессор Пензенского государственного университета архитектуры и строительства, директор по научной работе и инновациям ООО «НПП «Геотек», член Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ), д.т.н., г. Пенза, g-boldyrev@geotek.ru

**УТКИН М.М.**

Инженер ОАО «Противокарстовая и береговая защита», г. Дзержинск Нижегородской обл., член Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ), mike5319@rambler.ru

**BARVASHOV V.A.**

Leading researcher of the "Stroitel'stvo" JSC research center, member of the RSSMGFE and ISSMGE, PhD (candidate of science in Technics), Moscow, barvash@mail.ru

**BOLDYREV G.G.**

Professor of the Penza State University of Architecture and Construction, director for research and innovation of the «Geotek» LLC R&D enterprise, member of the RSSMGFE, DSc (doctor of science in Technics), Penza, g-boldyrev@geotek.ru

**UTKIN M.M.**

Engineer of the «Antikarst and waterside protection» OJSC, member of the RSSMGFE, Dzerzhinsk of the Nizhniy Novgorod Region, mike5319@rambler.ru

## КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Расчет осадок сооружений; расчет кренов сооружений; система автоматизированного проектирования МатКАД; неопределенность данных инженерно-геологических изысканий; неопределенность свойств грунтового основания; разброс данных.

## АННОТАЦИЯ

Данные инженерно-геологических изысканий (ИГИ) имеют большую степень неопределенности из-за малых объемов испытаний грунтов, искажений результатов средствами измерений, статистического разброса, погрешностей интерпретации, субъективности представления этих данных в отчетах и т.д. Поэтому результаты расчета осадок и кренов инженерных сооружений неоднозначны, т.е. имеют разброс, зависящий от чувствительности сооружения к неопределенности данных ИГИ. В статье предложен метод расчета кренов и осадок с использованием системы автоматизированного проектирования Маткад (MathCAD). Рассмотрен численный пример, показывающий, что расчетные крены могут иметь недопустимый разброс при относительно малом разбросе средних расчетных осадок. Статья публикуется в порядке дискуссии.

## KEY WORDS

Calculation of settlements of engineering structures; calculation of tilts of engineering structures; MathCAD computer-aided design system; uncertainty of engineering-geological survey data; uncertainty of foundation soil properties; scatter of data.

## ABSTRACT

Engineering-geological survey data are highly uncertain due to small volumes of tests, data distortion by test tools, statistic scatter, interpretation errors, subjectivity of data interpretation in reports, etc. Therefore calculation results of settlements and tilts of engineering structures are ambiguous, i.e. their scatter is wide and depends on the sensitivity of an engineering structure to the survey data uncertainty. The paper proposes a calculation method of settlements and tilts using the MathCad computer-aided design system. The authors present a calculation example showing that tilts scatter can be inadmissible at relatively narrow average settlement scatter. The article is published as a basis for discussion.

## Введение

Настоящей работе предшествовала статья-анкета [5], целью которой было краткое описание некоторых насущных проблем инженерной геологии и геотехники и получение отзывов читателей журнала на следующие вопросы:

- достаточны ли объемы инженерно-геологических изысканий (ИГИ) для проектирования,
- достаточна ли оплата работы изыскателей,
- достаточна ли представительность данных ИГИ,
- нужно ли учитывать при проектировании чувствительность системы «основание — фундамент — сооружение» к неопределенности данных ИГИ?

На вопросы 1 и 2 практически все респонденты ответили отрицательно («недостаточны»). Мнения по вопросам 3 («недостаточна») и 4 («нужно») совпали для сложных объектов. Попутно респонденты затронули много других актуальных тем, выходящих за рамки поставленных вопросов. Эти вопросы будут затронуты в последующих публикациях и, возможно, покажут необходимость новых исследований или отпадут как несущественные.

Для иллюстрации того, что происходит в действительности, приведем цитату из статьи профессоров А.В. Брушкова и Е.А. Вознесенского [6]: «Известно, что данные инженерно-геологических изысканий... для строительного проектирования сооружений обладают большой неопределенностью, во многом ошибочны и нередко полностью или частично надуманны. Многие лаборатории выдают большие объемы данных еще до того, как испытания могут быть даже теоретически завершены. А бывает, что ИГИ “завершаются” после окончания строительства. Кроме этого в связи с изменениями законодательной базы обеспечения безопасности строительства актуализируются новые нормативные документы, и это приводит к их ухудшению и обесмысливанию».

Напомним также, что обычно изыскатели испытывают очень малый относительный объем грунтов, а затем полученные данные субъективно экстраполируют на все основание, выделяя «однородные» по составу инженерно-геологические (ИГЭ) или расчетные геологические (РГЭ) элементы, но при этом обычно не проводят проверку повторяемости результатов испытаний даже в близких точках (рис. 1).

ГОСТ 20522-2012 [8] рекомендует оценивать статистический разброс величин параметров прочности грунта с помощью двух значений каждого коэффициента надежности, одно из которых больше, а другое меньше единицы. А в проектных расчетах обычно принимают только меньшие значения параметров прочности (удельного сцепления  $c$  и угла внутреннего трения  $\varphi$ ) «в запас надежности», т.е. рассматривается только один сценарий вместо набора статистических сценариев. Модулю деформации  $E$  присваивается одно нормативное (среднестатистическое) значение, но практика показывает, что для него нужно рассматривать два расчетных значения точно так же, как для  $c$  и  $\varphi$ .

Поэтому понятна тенденция к консервативным проектным решениям. Такая тенденция поощрялось еще во времена Петра Первого. Но в XX–XXI вв. в условиях конкуренции оптимизация затрат на строительство стала актуальной. В условиях социализма отсутствие конкуренции компенсировалось социалистическим соревнованием, в том числе под лозунгом «Экономика должна быть экономной». В 1970–1980 гг. вплоть до начала перестройки этот лозунг был «велемием времени». Он материально стимулировал исследования в геотехнике и инженерной геологии и их внедрение в практику, получение «экономического эффекта», т.е. сокращение затрат и сроков строительства. Но «экономия» в строительстве не привела к серьезному увеличению числа аварий и штатных ситуаций и этим продемонстрировала консерватизм традиционных проектных решений.

Что является «велемием времени», сейчас определить трудно. Но возможны оптимизация и уточнение некоторых этапов ИГИ и проектирования для практического внедрения в будущем.

### Представительность и неопределенность результатов инженерно-геологических изысканий, чувствительность системы «основание — фундамент — сооружение» к неопределенности данных

Как уже отмечалось, объемы грунта, испытываемые при ИГИ, чрезвычайно малы относительно всего объема основания под сооружением (порядка миллионных долей). Но по этим скудным данным определяют величины параметров грунта (причем для весьма малого числа точек основания) на месте и/или в лаборатории, а затем полученные результаты экстраполируют на все основание. Это выглядит как статистический анализ, но не соответствует его требованиям.

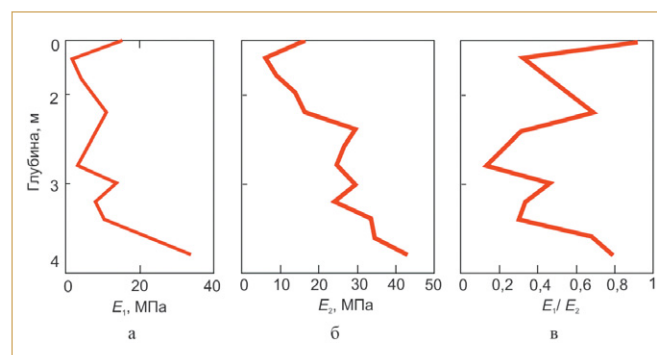


Рис. 1. Результаты измерения модулей деформации dilatометром по двум вертикалям, расположенным на расстоянии 1,5 м друг от друга (по материалам НПП «Геотек»): а — эпюра модуля деформации  $E_1$  по глубине в выработке 1; б — то же для модуля деформации  $E_2$  в соседней выработке 2; в — то же для отношения модулей  $E_1/E_2$

Любые операции (испытания, транспортировка и т.д.) изменяют свойства грунтов, что плохо поддается оценке (принцип неопределенности). Даже в близких точках основания измеряемые величины могут сильно различаться, но *повторяемость* результатов испытаний при ИГИ обычно *не проверяется*, хотя такие проверки могут давать большой разброс измеряемых величин (см. рис. 1).

На рисунке 1 видно, что распределения по глубине величин измеренных модулей деформации в двух соседних выработках ( $E_1$  и  $E_2$ ) существенно различны, а их отношение  $E_1/E_2$  меняется в весьма широких пределах.

Результаты стратификации грунтов между выработками в виде системы ИГЭ/РГЭ субъективны. Геологи субъективно «упаковывают» все полученные данные ИГИ лишь в несколько вертикальных разрезов. Затем проектировщики совершают *обратную операцию* — субъективно «распаковывают» данные ИГИ из этих разрезов и также субъективно *экстраполируют* эти скудные данные на весь объем основания между разрезами. При этом они обычно занижают величины параметров грунта между разрезами, полагая, что это идет в запас надежности, но это не всегда дает такой запас. Все это снижает представительность получаемых результатов.

Намного более эффективны компьютерные методы экстраполяции данных ИГИ, например с помощью формул Шепарда [23] со свободными безразмерными параметрами [1, 3], которые можно варьировать для учета неопределенности данных ИГИ во всем объеме основания, чтобы оценить чувствительность сооружения к этой неопределенности. И для этого не нужно субъективно строить разрезы с выделением ИГЭ/РГЭ. Ведь с помощью компьютера можно строить и визуализировать сколько угодно разрезов с любой степенью подробности с изоли-

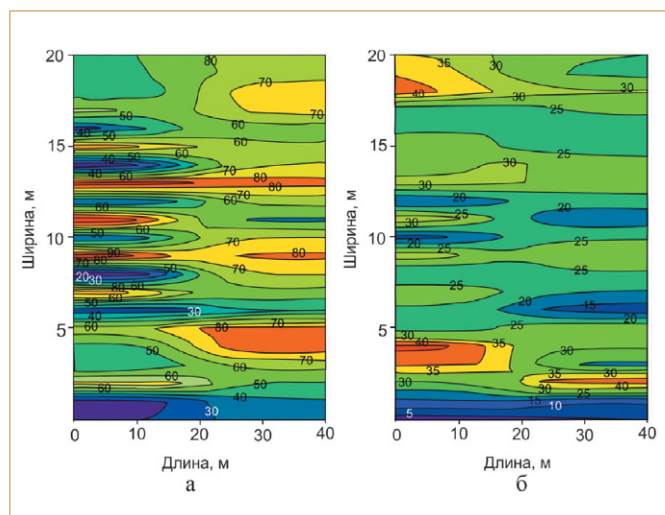


Рис. 2. Один из вариантов экстраполяции данных инженерно-геологических изысканий на весь объем грунтового основания в виде изолиний [3]: а — модуль деформации, т/м<sup>2</sup>; б — угол внутреннего трения, град.

ниями величин параметров грунтов или со стратификацией по ИГЭ/РГЭ (рис. 2). Вручную такую графическую работу выполнить невозможно. Такие 3D-массивы можно хранить в памяти компьютера, варьировать их неопределенность и выполнять не один, а сколько угодно расчетов системы «основание — фундамент — сооружение» (СОФС), получая не один-единственный, а сколько угодно возможных наборов результатов, иногда несоответствующих и даже противоречивых. Но, как отмечал академик С.П. Капица, «*только противоречие стимулирует развитие. Его надо подчеркивать, а не замазывать*». Без исследования неоднозначности результатов расчеты нельзя считать представительными.

Еврокод 7 [20] особо подчеркивает: «*Знание грунтовых условий зависит от объема и качества геотехнических изысканий. Такое знание и контроль производства работ обычно важнее для выполнения фундаментальных требований, чем точность теоретических моделей и частных коэффициентов*». Под «таким знанием», конечно, подразумевается представление исходных численных данных о грунтах во всей их полноте с учетом их неоднозначности и в удобной для расчетов форме. Неоднозначность данных ИГИ можно учесть, проводя серию расчетов (а не один-единственный расчет) системы «основание — фундамент — сооружение». Чувствительность СОФС к неоднозначности имеет нормативные ограничения, и если эти ограничения превышаются, то нужна корректировка проекта.

Отметим, что в известных компьютерных программах PLAXIS, МИДАС, КРЕДО, СКАД (КРОСС), ЛИРА границы ИГЭ/РГЭ представляются в виде поверхностей с плоскими гранями между выработками, что исключает возможность варьирования этих границ и оценки чувствительности СОФС к неопределенности данных ИГИ.

### Представительность расчетных моделей основания

К настоящему времени разработано множество теоретических моделей, описывающих деформирование грунтовой среды [16]. Эти модели реализованы в компьютерных программах по методу конечных элементов или разностей, с их помощью можно решать самые разные задачи. Но результаты таких решений неоднозначны, они зависят от корректности и объема исходных данных о грунтах, достоверности самих моделей, особенностей реализации компьютерных программ по методу конечных элементов и др.

Рассмотрим пример. Вблизи часовой башни Биг-Бен (Big Ben) в Лондоне планировали отрыть котлован для строительства нового паркинга палаты общин (House of Commons). Нужно было рассчитать крен этой башни. Первый расчет показал, что крен будет направлен в сторону от паркинга. Однако при учете деградации модуля деформации грунта в результате влияния деформаций сдвига оказалось, что расчетный крен направлен в противоположную сторону, что затем и произошло [19].

Таблица 1

Длительность и относительная стоимость этапов реализации строительного проекта		
Этап	Длительность, гг.	Стоимость, % от общей
Изыскания	0,2	0,05–0,1
Проектирование	0,5–1	3–5
Строительство	1–3	80–90
Эксплуатация	50–100	10–15

Неточность, неопределенность и полноту данных ИГИ можно и нужно оценивать в каждом конкретном случае, но, как указывалось выше, это практически невозможно из-за условий, в которых работают изыскатели. Стоимость изысканий в десятки раз меньше, чем проектные работы и в сотни и тысячи раз меньше, чем затраты на строительство и эксплуатацию объекта (табл. 1) [10, 17].

Очевидно, что увеличение объемов работ и затрат на проведение ИГИ экономически выгодно, т.к. дает возможность оптимизации проектных решений, Экономический эффект от этого намного перекроет расходы на выполнение изысканий.

### О величинах расчетных осадок сооружений

По рекомендациям Ю.К. Зарецкого и М.Ю. Гарицелова [9], полученным на основе большого объема данных мониторинга, *расчетные осадки сооружений должны превышать фактические на 30–100%. Иначе расчетную модель основания нельзя считать достоверной.*

И действительно, фактические осадки сооружений обычно оказываются намного меньше расчетных (для сооружений на свайных фундаментах — в разы [21]), но бывают и исключения. Так, в работе [24] приведен пример занижения расчетных осадок сооружения на сваях по сравнению с фактическими из-за недостаточного объема изысканий.

Как будет показано далее, при учете зон разрушения грунта под краями фундамента чувствительность СОФС к вариациям значений средних осадок значительно уменьшается. Значит, *величины средних осадок можно оценивать приблизительно, а для этого не нужны сложные расчеты*, тем более что нормативные значения этих осадок были введены десятки лет назад на основе немногочисленных данных натурных измерений и мало изменились с тех пор.

В этой связи можно вспомнить известную шутку академика Л.Д. Ландау: *«Математика — это искусство обходиться без вычислений, а физика — это искусство обходиться без математики»*. Это относится и к расчетам осадок. А ведь и геологи, и проектировщики умеют осреднять («размазывать») величины параметров грунта (данные ИГИ) по объему основания при выделении ИГЭ/РГЭ. Поэтому они наверняка сумеют осреднить и величину модуля деформации грунта, т.е. принять основание как однородное (это одна из рекомендаций Еврокода 7). Тогда можно «обходиться без вычислений», определяя величину средней осадки  $s$  сооружения по следующей простой формуле:

$$s = \frac{0,7(p - \gamma h)H_c}{E}, \quad (1)$$

где  $p$  — давление под подошвой фундамента;  $\gamma$  — средний удельный вес грунта выше подошвы фундамента;  $h$  — глу-

бина заложения фундамента;  $E$  — средняя величина модуля деформации грунта под фундаментом;  $H_c$  — глубина активной зоны основания под фундаментом,  $H_c = k(6 + 0,1b)$ ;  $b$  — ширина фундамента;  $k$  — коэффициент, равный 1,0 для песчаных грунтов, 1,25 для супесей и суглинков и 1,5 для глин.

Зная величину средней осадки  $s$ , можно определить максимальную величину неравномерных осадок  $s_{max}$  по формуле, которую предложили К. Терцаги и др. [25]:

$$s_{max} = m \cdot s, \quad (2)$$

где  $m$  — коэффициент, равный 0,5, а в особых случаях 0,75.

Формула (2) может завышать фактическое значение  $s_{max}$  но при возведении сооружения строители всегда «выравнивают» отклонения конструкций и по вертикали, и по горизонтали, корректируя этим величины  $s_{max}$ . Это своего рода «наблюдательный метод», который всегда применялся и применяется строителями.

При быстрых темпах строительства и/или на медленно уплотняющихся глинах такое «выравнивание» невозможно. Крены могут долго увеличиваться и после окончания строительства из-за медленной стабилизации деформаций основания. Именно это и произошло в городе Сантос (Бразилия), где десятки зданий, возведенных в прибрежной зоне на глинистых основаниях, подстилающих неглубокий верхний слой песка и гравия, уже после окончания строительства получили визуально наблюдаемые крены (рис. 3). При этом они эксплуатируются.

### Статистические величины параметров грунта

При расчетах деформаций СОФС нужно учитывать статистический разброс параметров грунтов. Как указывалось выше, такой разброс возможен даже между данными для очень близких точек основания (рис. 1). Это хорошо известный факт, который отмечал профессор М.Н. Гольдштейн [7].

Согласно ГОСТ 20522 [8] величина любого расчетного параметра грунта  $X^1$  связана с его нормативным значением  $X_n$  следующей формулой:



Рис. 3. Накренувшиеся многоэтажные здания в городе Сантос (Бразилия)

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}, \quad (3)$$

где  $\gamma_g$  — коэффициент надежности, определяемый по формуле:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha}, \quad (4)$$

где  $\rho_\alpha$  — точность определения среднестатистической величины  $X_n$ .

Из формулы (3) видно, что коэффициенты надежности для параметров грунта имеют два значения —  $\gamma_{g,\min}$  и  $\gamma_{g,\max}$  (минимальное и максимальное), поэтому одному значению любого нормативного параметра грунта  $X_n$  соответствуют два значения расчетного параметра —  $X_{\min}$  и  $X_{\max}$  соответственно ( $X_{\min} < X_n < X_{\max}$ ).

СП 22.1330 (п. 5.3.18, приложение 1) [14] рекомендует принимать для расчетов только *меньшие* значения расчетных параметров прочности грунта ( $c_{\min}$ ,  $\varphi_{\min}$ ) и *нормативные* значения удельного веса ( $\gamma_n$ ) и модуля деформации ( $E_n$ ) грунта. Но это не всегда отвечает реальным условиям. Ведь если, например, под одной стороной фундамента принять величину параметра прочности  $X_{\min}$ , а под противоположной —  $X_{\max}$ , то расчет может показать ненулевой крен. А если  $X_{\min}$  и  $X_{\max}$  поменять местами, то получится крен в противоположную сторону.

Согласно формулам (3) и (4) по ГОСТ 20522 нужно учитывать и наименьшую ( $\gamma_{g,\min}$ ), и наибольшую ( $\gamma_{g,\max}$ ) величину коэффициента надежности в одном расчете. Тогда для удельного сцепления  $c$  эти два крайних значения составят 0,75 и 1,5, а для угла внутреннего трения  $\varphi$  они

будут равны 0,87 и 1,15 для глинистых грунтов и 0,92 и 1,1 для песчаных.

В то же время СП 22.13330 рекомендует выполнять расчеты осадок сооружений, задавая одну — нормативную — величину модуля деформации ( $E_n$ ), т.е. без учета статистического разброса. Однако профессор А.Б. Фадеев и др. [15] показали, что это неверно. Основываясь на данных наблюдений за осадками и кренами зданий, построенных в Санкт-Петербурге, они считают, что при расчете неравномерных осадок для модуля деформации  $E$  нужно вводить две расчетные величины —  $E_{\min}$  и  $E_{\max}$ , где под противоположными частями фундамента  $E_{\max} = 2E_{\min}$ , т.е. нужно вводить коэффициенты надежности 0,75 и 1,5.

А СП 22.13330 для расчетов осадок рекомендует лишь одну — нормативную — величину ( $E_{\min} < E_n < E_{\max}$ ).

Учет статистической неоднородности *всех* параметров грунта ( $E$ ,  $c$  и  $\varphi$ ) под подошвой фундамента дает различные комбинации расчетных неравномерных осадок и изгибающих моментов в фундаменте сооружения. Эти комбинации равноправны. Ведь единственный параметр грунта, величина которого практически не имеет статистического разброса, — это удельный вес грунта  $\gamma$ .

### Ошибочность теоретических моделей

Ошибочность теоретических моделей в геотехнике неизбежна. И это справедливо для любых научных дисциплин — не только для геотехники. По мнению известного британского математика Джорджа Бокса, «*все теоретические модели ошибочны, но некоторые из них полезны. Важно установить, насколько они ошибочны, чтобы не быть полезными*» [18].

Неопределенность грунтовых условий в пределах площадки усиливается неопределенностью расчетных моделей деформирования грунтов оснований. Некоторые сочетания неопределенностей могут быть причинами наиболее неблагоприятных сценариев поведения сооружений. Важно определить, насколько велика эта неопределенность и насколько сооружение к ней чувствительно.

В международной практике вместо термина «чувствительность конструкций» все чаще используется термин «здоровье конструкций» (health of structures), означающий «состояние конструкций» (вплоть до разрушения). Этот термин впервые появился в названии международного симпозиума, проводимого в Стэнфордском университете (США) и посвященного мониторингу «здоровья конструкций» самых разных объектов.

### Еврокод 7 — регламент для гармонизации национальных нормативных документов

Нормативные документы (регламенты, кодексы, коды, нормы, правила) по геотехнике в разных странах могут сильно отличаться друг от друга по объему и содержанию

<sup>1</sup> Обозначение расчетного параметра грунта  $X$  здесь приведено по ГОСТ 20522. Ниже в разделе «Расчет осадок и кренов жесткого фундамента на неоднородном основании по результатам зондирования» той же буквой будет обозначена координата.

Таблица 2

Сравнение названий параметров грунта в Еврокоде 7 и СП 22.13330		
Еврокод 7	СП 2.13330.2012	Приблизительный смысл термина
Derived (полученные)	измеренные	измеренные при полевых и/или лабораторных испытаниях в процессе ИГИ для ИГЭ/РГЭ
Nominal (номинальные)	заимствованные	заимствованные из существующих документов, публикаций и описаний (или отдельно, или в дополнение к результатам полевых и лабораторных испытаний)
Characteristic (характерные)	нормативные	среднестатистические для ИГЭ/РГЭ
Design (проектные)	расчетные	определенные по величинам характерных (нормативных) параметров делением на коэффициенты надежности для ИГЭ/РГЭ
Representative (представительные)	усредненные расчетные	расчетные величины управляющих параметров, которые в рамках одного расчета могут принимать и минимальные, и максимальные значения с равной вероятностью (по Еврокоду 7) для всего массива грунта основания
Governing (управляющие)	средние нормативные	осредненные в заданном объеме или для всего массива грунта основания

из-за различных концепций, терминологии, ограничений и рекомендуемых методов расчета. Это создает проблемы для международного сотрудничества в области геотехники и инженерной геологии, преодоление которых требует гармонизации национальных регламентов.

Европейский комитет по стандартизации (CEN — Comité Européen de Normalisation), начав работу по гармонизации европейских строительных регламентов еще в 1975 г., к 2000 г., разработал Еврокоды (Eurocodes) — «регламенты для разработки регламентов». В них обобщены принципы международных и национальных нормативных документов с учетом национальных особенностей стран-участниц.

Для геотехники был разработан отдельный такой документ — Еврокод 7 «Геотехническое проектирование. Общие правила» [20]. Его принципы во многом близки, но не тождественны принципам российских геотехнических регламентов (ГОСТ, СП, СНиП).

### Параметры грунта в Еврокоде 7 и СП 22.13330.2011

Хотя основные положения Еврокода 7 [20] во многом схожи с положениями российских СП, между ними есть и различия. Покажем их на примере параметров грунта. В таблице 2 сопоставляются названия параметров грунта, получаемых на разных этапах — от инженерно-геологических изысканий до расчетов.

Как указывалось выше, СП 22.13330 рекомендует применять только *меньшие* из двух расчетных величин параметров прочности, т.е. те, которые *меньше* соответствующих им нормативных параметров ( $X_{\min} < X_n$ ). Но ГОСТ 20522 рекомендует использовать обе величины (и меньшую  $X_{\min} < X_n$ , и большую  $X_{\max} > X_n$ ) для различных расчетных сценариев. Это противоречие регламентов требует согласования.

Согласно Еврокоду 7 проектные (расчетные) параметры определяются по величинам характерных (нормативных) параметров делением на коэффициенты надежности, которые могут быть или меньше, или больше единицы. В расчетных сценариях могут быть использованы обе характерные величины ( $X_{\min}$  и  $X_{\max}$ ) в различных комбинациях для разных точек основания. Сравнение результатов расчета дает возможность найти все *наиболее неблагоприятные* сценарии, а не единственный самый плохой.

Приведем пример наихудшего сценария при расчете кренов сооружения. Под одним краем фундамента приняты меньшие ( $c_{\min}$ ,  $\varphi_{\min}$ ), а под другим — большие ( $c_{\max}$ ,  $\varphi_{\max}$ ) величины расчетных параметров прочности. Тогда расчет с учетом образования зон разрушения под краями фундамента покажет статистический крен даже на основании, однородном по сжимаемости ( $E = \text{const}$ ). Наименьшая осадка получится, если всюду принять максимальные величины параметров ( $E_{\max}$ ,  $c_{\max}$ ,  $\varphi_{\max}$ ), а наибольшая — если минимальные ( $E_{\min}$ ,  $c_{\min}$ ,  $\varphi_{\min}$ ). Самые большие прогиб и изгибающие моменты в фундаменте получатся при сочетании:  $E_{\min}$ ,  $c_{\max}$ ,  $\varphi_{\max}$ . И т.д.

Управляющие (средние нормативные) параметры в Еврокоде 7 — это осредненные величины параметров в заданном объеме грунта для упрощения расчета. СП 22.13330 рекомендует такое осреднение для модуля деформации грунта для всего основания при расчете кренов эксцентрично нагруженного фундамента. И это единственная рекомендация СП 22.13330 подобного рода. Хотя осреднение параметров и упрощает геотехнические расчеты, (см. формулы (1) и (2)), оно применимо, если нужны и допустимы приближенные результаты.

Представительные (усредненные расчетные) параметры в Еврокоде 7 — это расчетные величины управляющих параметров, которые в рамках одного расчета могут при-

нимать и минимальные, и максимальные значения с равной вероятностью. В СП 22.13330 этого нет.

### Предельные состояния

СП 22.13330 рекомендует проводить расчеты по двум предельным состояниям — по несущей способности и по деформациям. Первое предельное состояние соответствует такой нагрузке, при превышении которой основание разрушается, а сооружение становится неработоспособным. Второе определяет деформации основания (осадки, неравномерные деформации, крены), которые не должны превышать допустимые значения. Эти величины различны для разных сооружений и приведены в табл. Д1 приложения Д СП 22.13330. Кроме того, деформации основания за пределами пятна проектируемого здания не должны вызывать недопустимые деформации ближайших зданий и сооружений (табл. Л1 приложения Л СП 22.13330).

Но в Еврокоде 7 для обследования сооружений рекомендуется рассматривать большее число предельных состояний СОФС:

- *аварийные (окончательные)* предельные состояния (ULS — Ultimate Limit States), при достижении которых система «основание — фундамент — сооружение» становится непригодной для эксплуатации (возможно несколько разных видов аварийных предельных состояний);
- *рабочие (функциональные)* предельные состояния (SLS — Service Limit States), при которых СОФС может частично терять свою функциональность без потери общей работоспособности (возможно несколько разных видов рабочих предельных состояний, они могут следовать одно за другим и привести к прогрессивному разрушению);
- *обратимые* предельные состояния (RLS — Reversible Limit States) предполагают, что после снятия нагрузки основание и сооружение частично или полностью восстанавливают свою начальную форму и начальное положение (такие состояния учитываются при расчетах сооружений, подверженных действию переменных и временных нагрузок (резервуаров для хранения воды, нефтепродуктов, жидкого аммиака и других жидкостей, зернохранилищ, автодорог и др.), а также при действии динамических и сейсмических нагрузок).

### Чувствительность сооружений к различным факторам в составе системы «основание — фундамент — сооружение»

При проектировании важно предвидеть, как сооружение реагирует на нагрузки, деформации и частичное разрушение грунтов основания, т.е. насколько оно чувствительно к различным факторам. Чем меньше чувствительность сооружения, тем меньше требований к точности параметров основания.

Поведение любых систем исследуется различными методами (проводятся мониторинг, физическое и численное моделирование, статистическая обработка данных и т.д.).

Исследование поведения различных систем называют «кибернетикой систем» и/или «анализом систем» (это две близкие дисциплины: иногда считается, что кибернетика — это часть анализа систем, иногда — наоборот). Термин «кибернетика (наука управления)» ввел физик М.А. Ампер в 1830 г., исследуя системы управления государством. Но только в 1940 г. эта наука получила широкое развитие благодаря работам Н. Винера по моделированию поведения любых систем в самых разных областях знания (биологии, медицине, теории управления процессами и т.д.).

Для обозначения полноты имеющейся информации о свойствах системы в кибернетике пользуются следующими понятиями.

1. «Черный ящик» — система, внутреннее устройство которой неизвестно и поведение которой можно исследовать только посредством мониторинга ее откликов на различные внешние воздействия, накапливая эту информацию.

2. «Белый ящик» — система с известным внутренним устройством, поведение которой при внешних воздействиях можно предсказать и/или рассчитать. Например, практически «белым ящиком» является любая компьютерная программа, т.к. она основана на известной логике и вычислениях, которые дают однозначные результаты для каждого набора исходных данных.

3. «Серый ящик» — система, которая занимает промежуточное положение, т.е. имеет частично известное и частично неизвестное внутреннее устройство и может состоять из «черных», «белых» и «серых ящиков».

Очевидно, что грунтовое основание — это «темно-серый (почти черный) ящик», т.к. о его внутреннем устройстве имеется ограниченная информация. А сооружение или его проект — это «почти белый ящик». Вместе они составляют одну систему «основание — фундамент — сооружение» — сочетание «почти черного» и «почти белого ящиков», имеющих разную степень неопределенности.

### Принцип Парето (20/80) и чувствительность системы «основание — фундамент — сооружение» к наиболее существенным факторам

Анализ поведения любой системы можно упростить, поскольку все системы обладают одним общим свойством, которое сформулировал итальянский математик Вильфредо Парето в 1897 г. (эту формулировку назвали принципом Парето, или принципом 20/80): «20% всех причин вызывают 80% всех следствий, а остальные 80% причин вызывают 20% всех следствий» [22]. Иными словами, «существенных причин мало, а несущественных много». Очевидно, что при проектировании и исследовании систем важно точнее анализировать существенные причины (факторы).

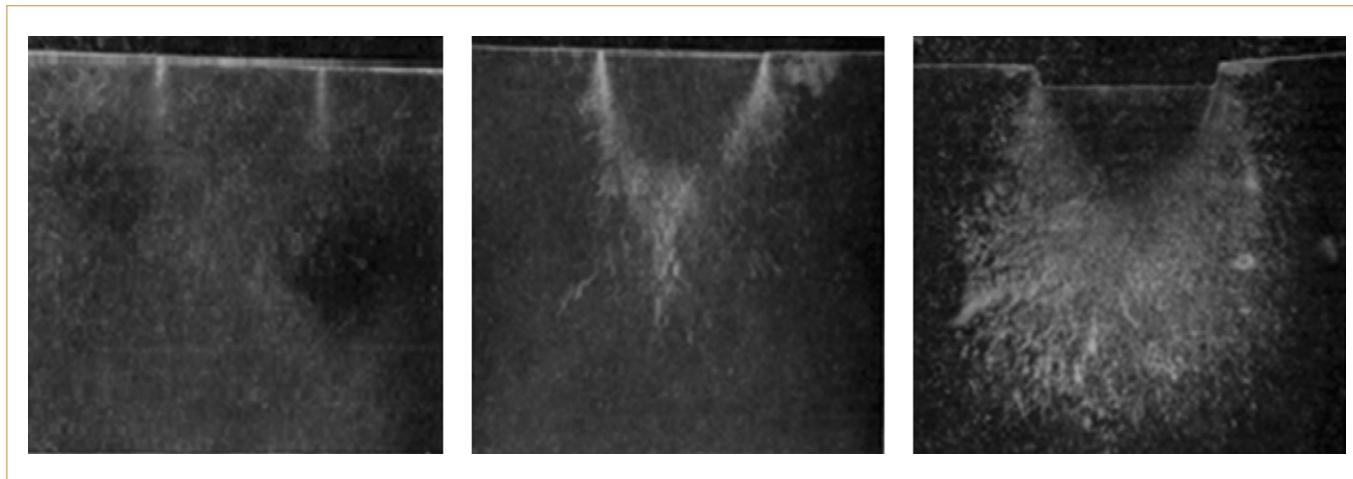


Рис. 4. Развитие зон разрушения под краями штампа, вдавливаемого в парафин [13]

Принцип Парето, изначально использованный его автором для оценки соотношений доходов разных групп населения, оказался достоверным и при оценке чувствительности систем и объектов, в том числе СОФС, т.е. при определении наиболее существенных причин (исходных данных), влияющих на поведение системы «основание — фундамент — сооружение» (осадки, неравномерные осадки, усилия в конструкциях). Выявление существенных причин (факторов) необходимо для получения самых общих качественных выводов при проектировании СОФС из-за того, что данные инженерно-геологических изысканий имеют значительную степень неопределенности.

Для исследования этого вопроса потребовалась такая компьютерная модель СОФС, которая была бы достаточно проста, математически точна и в то же время обладала бы всеми основными свойствами реальной системы (включая модель, достоверно отражающую поведение основания под фундаментом сооружения).

Как показали результаты численного моделирования, разрушение грунтового основания под краями фундамента влияет на поведение фундамента в СОФС. Это важный фактор, который игнорируют при проектировании. Например, он не учтен в известных коммерческих программах SCAD (КРОСС), «ЛИРА», «МОНОМАХ». В этих программах для вычисления функции распределения контактных давлений по подошве фундамента используется итерационный метод Шварца, который применим только для решения интегральных уравнений Фредгольма первого рода, в которых искомая функция в строгом решении (в данном случае функция распределения контактных давлений по подошве фундамента) не имеет особенностей. Но в данном случае такие особенности (бесконечные контактные давления под краями фундамента) есть, т.е. это интегральное уравнение Фредгольма второго рода, для которого метод Шварца неприменим. При конкретных расчетах итерационный процесс просто искусственно останавливают. Получаемые при этом решения неоднозначны [11].

Образование зон разрушения грунта под краями фундамента можно учесть в расчетах (что будет показано в статье далее). В СП 22.1330 и в предыдущих редакциях этого документа введено ограничение на выполнение расчетов в виде «расчетного сопротивления грунта основания», но это запрет, а не метод расчета.

#### Поведение грунта основания под краями фундамента. Эксперименты

Известно, что под краями фундамента даже при небольших нагрузках грунт разрушается. Впервые такие зоны разрушения «увидели» в 1961 г. В.В. Михеев, Р.В. Серебряный и М.И. Смородинов [13] в уникальных модельных опытах со штампом шириной 10 см, вдавливаемым в прозрачный парафин (рис. 4). Оказалось, что под краями штампа парафин разрушается с образованием зон микротрещин. На рисунке 4 виден рост зон разрушения под краями штампа с начала их образования до последних этапов нагружения. После достижения глубины, приблизительно равной  $1/4$  ширины штампа ( $b/4$ ), при дальнейшем росте нагрузки эти зоны разрушения быстро растут вниз, а затем смыкаются — и фундамент теряет устойчивость. По результатам этих опытов, проведенных более 50 лет назад, был сделан вывод о том, что решения линейной теории упругости применимы для расчета осадок фундаментов, если глубины зон «пластических деформаций» под краями фундамента не превышают  $b/4$ .

В опытах ООО «НПП Геотек» в глинистом грунте (в лотке с двумя прозрачными стенками) наблюдались разрывы сплошности (прорезки) и скачки перемещений под краями симметрично нагруженного штампа (рис. 5). Такие же скачки перемещений наблюдались и под краем резервуара для хранения жидких продуктов, хотя при «упругом» расчете эта функция всюду непрерывна (рис. 6).

В конечноэлементной программе PLAXIS рассматривается нелинейная упругопластическая грунтовая среда без разрывов сплошности. Поэтому вместо сдвиговых



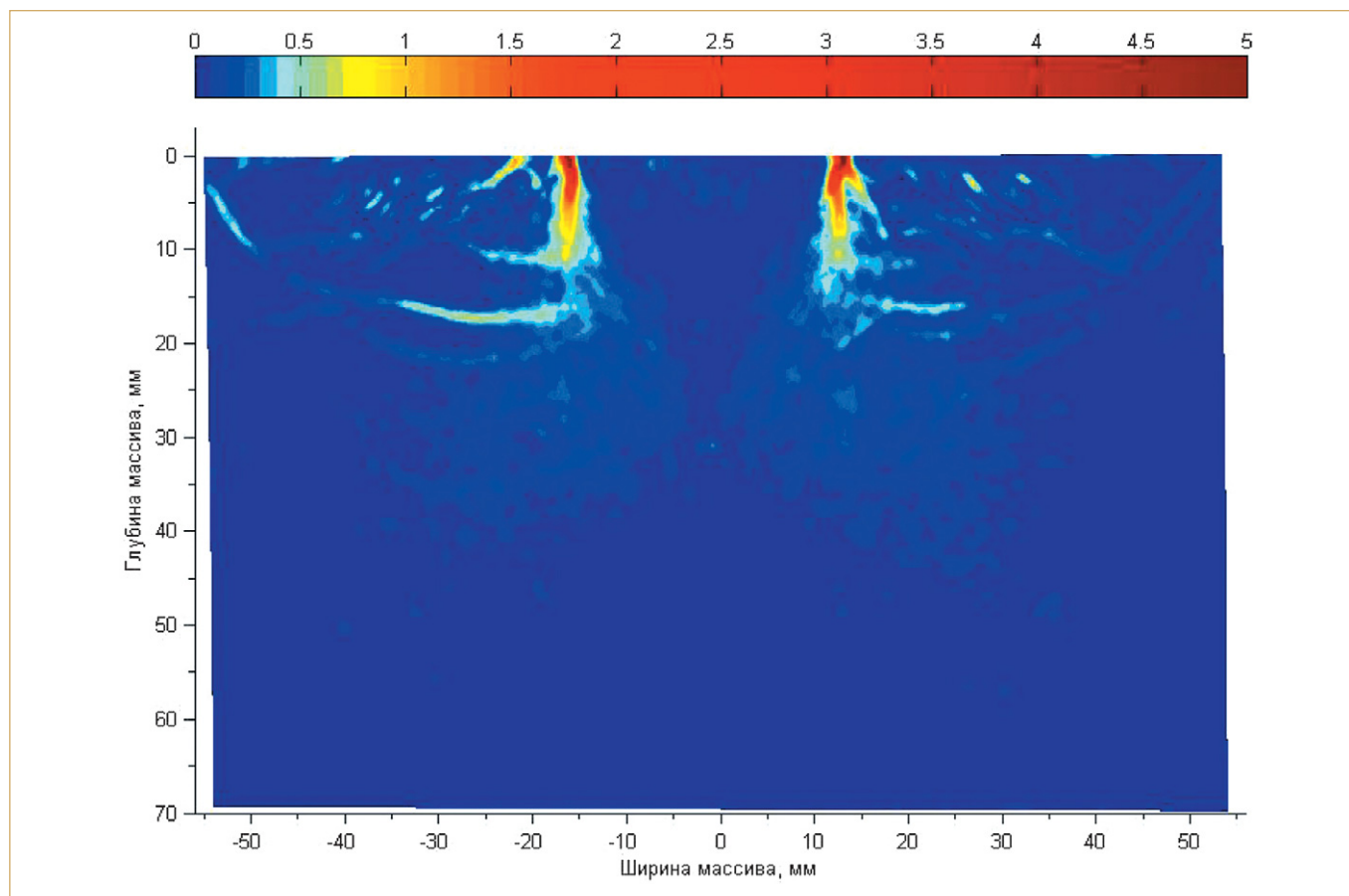


Рис. 5. Разрывы сплошности под краями штампа в глине. Цветовая шкала — интенсивность деформации сдвига (усл. ед.)

разрывов расчет дает большие деформации, а «разрывы» можно «увидеть» только при очень мелкой сетке разбиения конечных элементов, полученной с помощью вложения кластеров друг в друга (рис. 7). Тогда под краями

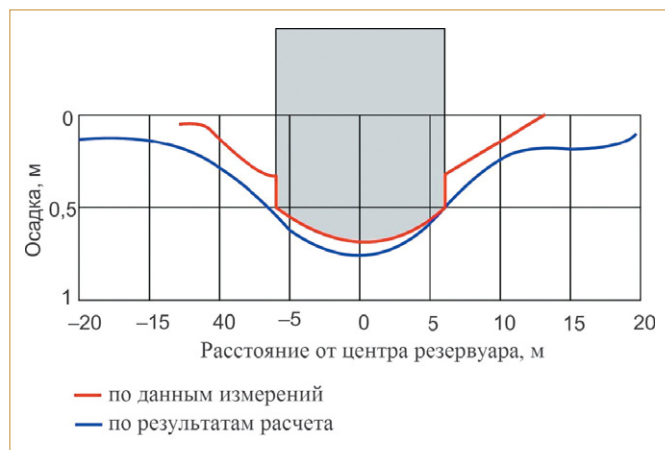


Рис. 6. Эпюра осадок гибкого дна круглого резервуара (красная линия — виден скачок осадок, или прорезка, под краем резервуара) и теоретическая эпюра перемещений (синяя линия — без скачков) [21]

фундамента получают узкие зоны предельного равновесия, которые выглядят как сдвиговые разрывы (рис. 8, 9). Но это не разрывы, а большие сдвиговые деформации. PLAXIS не дает возможности моделировать сдвиговые разрывы.

В реальности под краем штампа возникает разрыв сплошности в виде точки, который углубляется при росте нагрузки, оставляя над собой почти вертикальный разрыв (разрывы). Из-за этого слой основания до глубины раз-

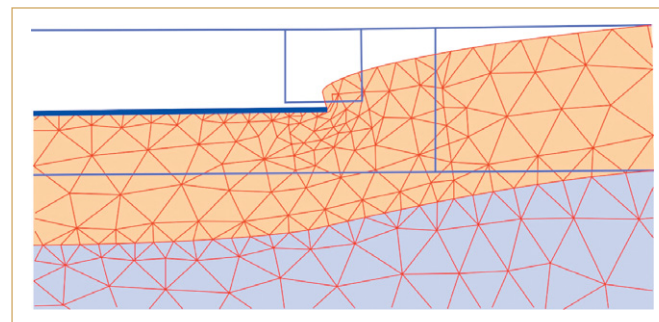


Рис. 7. Скачок перемещений под краем круглого фундамента. Изображение получено в конечноэлементной программе PLAXIS

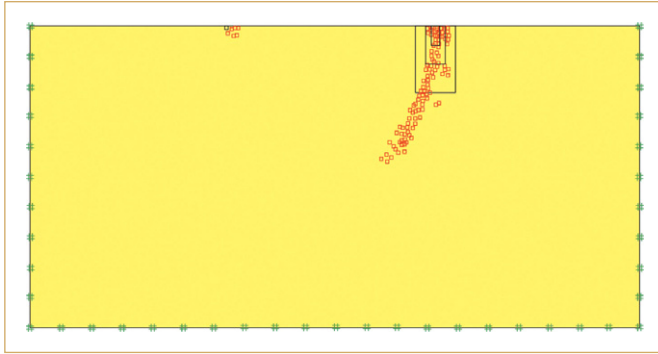


Рис. 8. Прорезка под штампом (справа) при четырехкратном «измельчении» конечных элементов с помощью вложенных друг в друга кластеров. Без этого измельчения прорезки нет (слева). Ширина штампа — 20 м, среднее давление — 0,4 МПа, грунт — песок. Расчет выполнен в программе PLAXIS

рыва теряет распределительную способность по горизонтали, превращаясь таким образом в весомый слой Винклера. Поэтому, если любую контактную модель (КМ) грунтового основания накрыть слоем Винклера толщиной, равной глубине прорезки, то в задаче о взаимодействии фундамента с основанием вместо сингулярностей должны получиться конечные величины контактных давлений под краями фундамента, как в реальности. Определив глубину прорезки, можно существенно упростить расчет за счет применения КМ основания.

В плоской задаче для упругой полуплоскости по формуле Пузыревского определяют максимальную глубину «псевдопластической» зоны, образующейся при приложении нагрузки, равномерно распределенной в интервале произвольной длины по поверхности основания при коэффициенте бокового давления грунта  $K_0 = 1$ :

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

где  $Z_{\max}$  — максимальная глубина яйцевидной «псевдопластической» зоны Н.П. Пузыревского (рис. М.12.10 в работе [5]);  $p$  — контактное давление под краем равномерно распределенной нагрузки;  $\gamma$  — удельный вес грунта;  $\gamma h$  — пригрузка от собственного веса грунта на уровне подошвы;  $h$  — глубина заложения подошвы фундамента;  $c, \varphi$  — параметры прочности грунта (удельное сцепление и угол внутреннего трения соответственно).

Согласно формуле (5) условие пластичности выполняется только на границе яйцевидной зоны, а внутри нее оно превышает, что невозможно. Это уравнение дает реальное решение только в том случае, если пластическое состояние достигается только в одной «пластической» точке, выше которой возникает разрыв сплошности, как в эксперименте (см. рис. 5). Тогда из уравнения (5) можно найти соответствующую величину критической нагрузки  $p_{\text{кр}}$ .

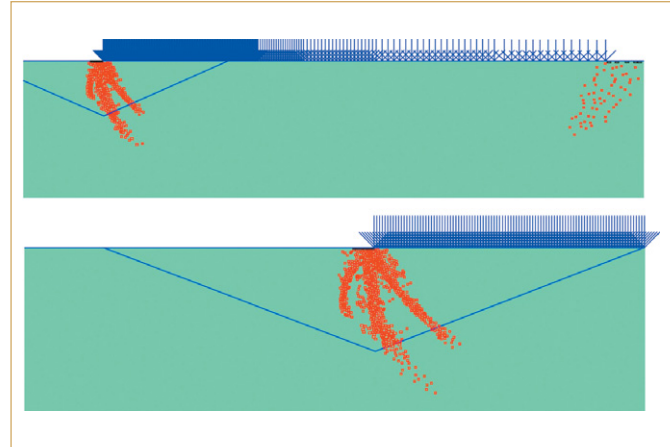


Рис. 9. Прорезка в глине под краем штампа. Изображение получено при решении осесимметричной задачи в программе PLAXIS

Для этого рассмотрим весомый «прорезаемый» слой мощностью (глубиной)  $H$ , который ведет себя под заданной нагрузкой одновременно и как слой Винклера, и как дополнительная распределенная нагрузка от веса грунта, которая суммируется с приложенной нагрузкой. За пределами интервала нагружения этот слой создает дополнительную пригрузку  $\gamma H$  в дополнение к пригрузке  $\gamma h$  от заглубления фундамента  $h$ . Под нагруженным интервалом  $\gamma H$  это уже не пригрузка, а нагрузка, дополняющая приложенную нагрузку, что в сумме дает  $\gamma \cdot (h + H)$ . Если  $p + \gamma H = p_{\text{кр}}$ , то на глубине  $H$  под краем нагрузки образуется точечная пластическая зона, глубина которой от поверхности  $Z_{\max} = 0$ . Тогда из формулы (5) следует:

$$0 = \frac{p + \gamma H - \gamma(h + H)}{\pi \gamma} \left( \operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma} - (h + H). \quad (6)$$

Отсюда глубина прорезки:

$$H_p = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left( \operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma} - h. \quad (7)$$

То есть получили выражение для глубины прорезки  $H_p$ , которое совпадает с формулой для  $Z_{\max}$  при  $K_0 = 1$ . Однако смысл формулы иной:  $H_p$  — это глубина сдвигового разрыва («прорезки») с пластической зоной в виде точки на нижнем конце, а не глубина «псевдопластической» зоны Н.П. Пузыревского.

Применение контактной модели с прорезкой сводит задачу взаимодействия основания и фундамента к интегральному уравнению Фредгольма *первого рода*, что могло бы обеспечить сходимость решений задачи взаимодействия основания и фундамента при использовании итерационного метода Шварца [1] в программах SCAD (КРОСС), «ЛИРА», «МОНОМАХ» и MICRO-FE, где этот итерационный метод *не сходится* к единственному решению из-за краевой сингулярности.

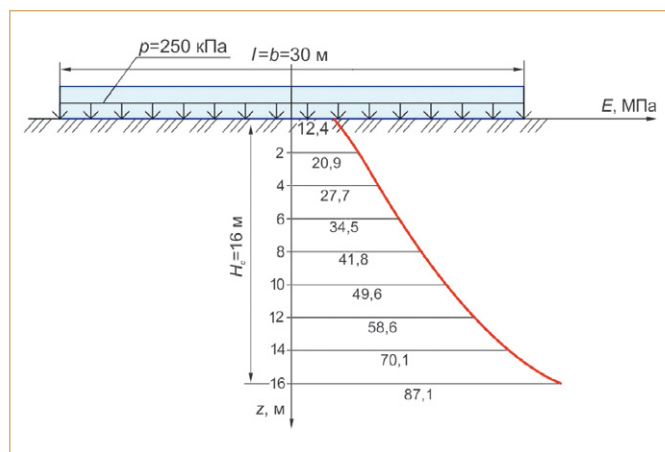


Рис. 10. Рост модуля деформации грунта  $E$  с глубиной  $Z$  под центром фундамента по результатам моделирования в программе PLAXIS ( $p$  — равномерная вертикальная внешняя нагрузка;  $l, b$  — длина и ширина фундамента;  $H_c$  — глубина активной зоны сжатия)

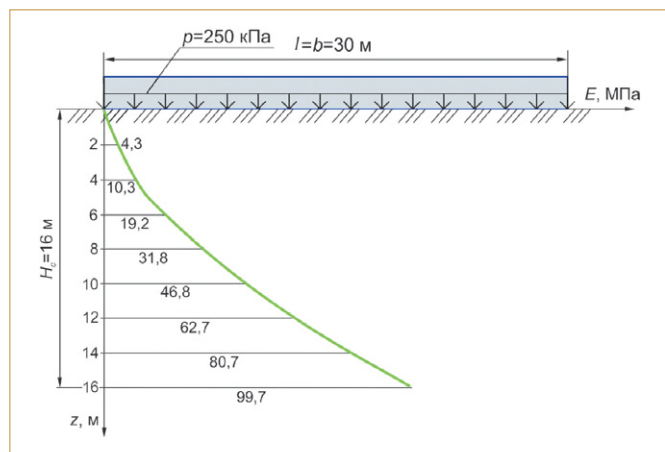


Рис. 11. Рост модуля деформации грунта  $E$  с глубиной  $Z$  и его «зануление» под краем штампа по результатам моделирования в программе PLAXIS (остальные обозначения — см. рис. 10)

Для определения величины  $K_0$  предложены разные формулы. Среди них наиболее известна формула Яки (Яку)  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ , которая обычно и применяется. Она дает величины  $K_0$ , примерно равные 0,5 для песчаных грунтов и 1 для глинистых.

Численное моделирование показало, что в диапазоне  $K_0$  от  $(1 - \sin \varphi)$  до 1 вариации величины  $Z_{\max}$  мало влияют на усилия в фундаменте для реальных грунтов. Поэтому формула (7) при  $K_0 = 1$  вполне применима для практических расчетов.

Из уравнения (7) очевидно, что глубина прорезки  $H_p$  не зависит от ширины интервала нагружения. Отсюда важный вывод: *в случае неравномерного распределения нагрузки  $p$  глубина прорезки  $H_p$  зависит только от величины  $p$  на краю интервала.* Покажем это.

Разобьем весь интервал нагружения на отрезки  $\Delta$  и заменим нагрузку  $p$  кусочно-постоянной нагрузкой  $p_\Delta$ . Очевидно, что глубина прорезки определяется интенсивностью нагрузки  $p_\Delta$  в крайнем интервале, как бы мал он ни был. При  $\Delta \rightarrow 0$  нагрузка  $p_\Delta \rightarrow p$ , а  $H_p = \text{const}$  и зависит только от величины  $p$  в точке на краю крайнего интервала разбиения.

### Поведение грунта основания под жестким фундаментом. Моделирование с помощью конечноэлементной программы PLAXIS

Известно, что модуль деформации грунта  $E$  уменьшается при сдвиговых деформациях и увеличивается при всестороннем обжатии. Деформации сдвига максимальны вблизи фундамента, особенно вблизи его краев, уменьшаясь при удалении от него в стороны и по глубине. Величины деформаций и напряжений грунта в точках под штампом измерить практически невозможно, т.к. любое измерительное устройство вносит искажения (принцип неопределенности). Поэтому для исследования изменений  $E$  под фундаментом было проведено численное (виртуальное) моделирование с помощью программы PLAXIS. Величины  $E$  грунта в точках основания определялись из известных зависимостей между напряжениями и деформациями обратным пересчетом.

Рассматривалась задача о нагружении жесткого штампа размером  $30 \times 30$  м на однородном песчаном основании ( $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>,  $c = 1$  кПа,  $\varphi = 30^\circ$ ). Использовалась модель «упрочняющегося грунта» (Hardening Soil Model) с начальным модулем деформации  $E = 25$  МПа. После приложения к штампу равномерной вертикальной внешней нагрузки  $p = 250$  кПа в грунте под штампом возникли деформации сдвига, вызвавшие разуплотнение грунта под краями фундамента ( $E \rightarrow 0$ ), а непосредственно под подошвой модуль деформации  $E$  уменьшился примерно вдвое (составив приблизительно 12 МПа) (рис. 10–12).

На рисунке 10 показано, что под центром штампа до глубины около 2 м модуль деформации  $E$  уменьшился, а глубже примерно 4,5 м он увеличился — это и есть граница между глубинами разуплотнения и уплотнения грунта, расположенная приблизительно на половине глубины сжимаемой толщи согласно СП 22.13330.

На рисунке 11 видно, что под краями штампа  $E \rightarrow 0$ . Это образование сдвигового разрыва — прорезки (см. рис. 4–9). Но программа PLAXIS не может учесть образование сдвигового разрыва. Здесь он имитируется деградацией модуля деформации ( $E = 0$ ), а грунт остается сплошным. Такая имитация здесь вполне представительна.

Рисунок 11 показывает, что из-за сдвигов под подошвой величина  $E$  уменьшается вдвое по сравнению с начальной и обращается в нуль под краем штампа.

На рисунке 13 видно, что с глубиной величина  $E$  постепенно выравнивается по горизонтали.

Эти результаты показывают, что в процессе нагружения деформационные свойства грунтов основания могут существенно изменяться.

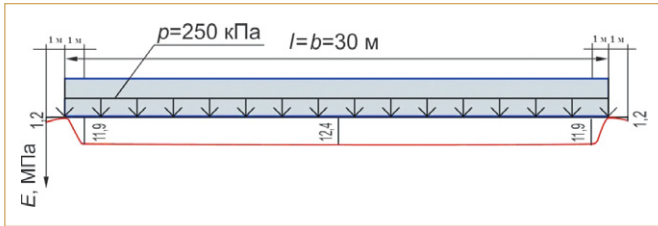


Рис. 12. Распределение величин модуля деформации  $E$  под подошвой штампа по результатам моделирования в программе PLAXIS (остальные обозначения — см. рис. 10)

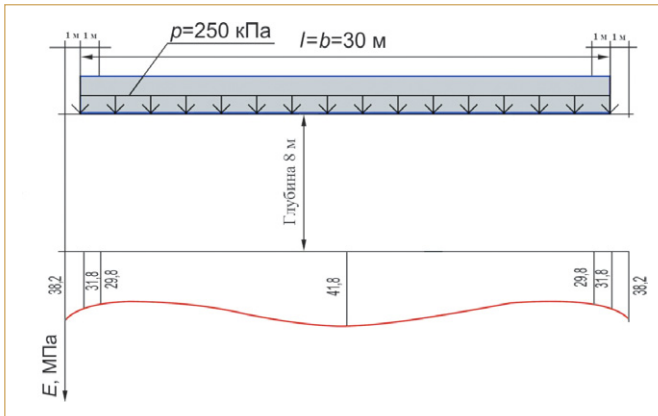


Рис. 13. Изменение модуля деформации на глубине 8 м от подошвы штампа по результатам моделирования в программе PLAXIS (остальные буквенные обозначения — см. рис. 10)

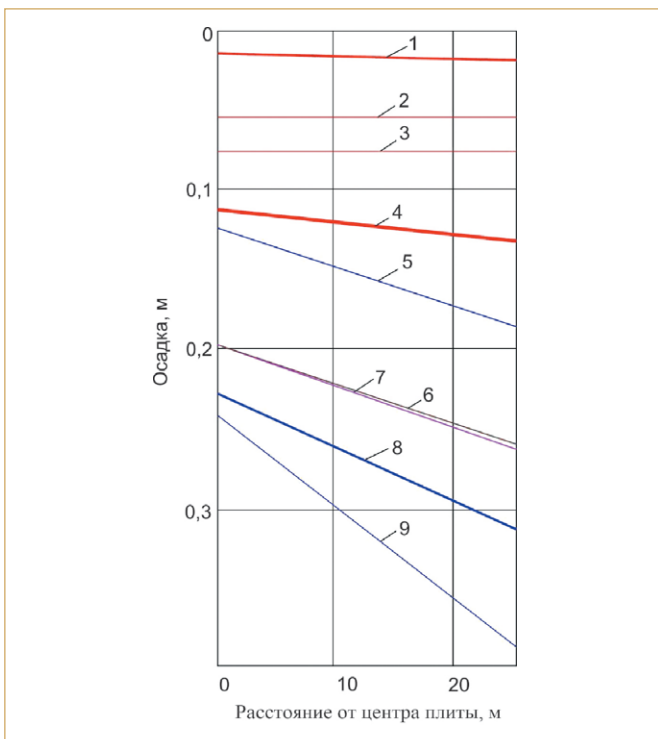


Рис. 14. Результаты расчета осадок левого и правого края фундаментной плиты сооружения шириной 25 м при разных нагрузках (графики 1–9 в порядке увеличения нагрузок)

### Расчет кренов сооружения

На рисунке 14 представлены результаты расчета, отражающие изменения кренов сооружения в процессе его возведения. Рассмотрено сооружение шириной 25 м на основании, однородном по сжимаемости и неоднородном по прочности, под равномерной нагрузкой, возрастающей от 0 до 0,5 МПа. Модуль деформации основания равен 20 МПа. Параметры прочности грунта под левым краем фундамента:  $c_l = 10$  кПа;  $\varphi_l = 25^\circ$ . Под правым краем:  $c_p = 30$  кПа,  $\varphi_p = 18,5^\circ$ . Задача решалась методом приращений по нагрузке. При этом по мере роста нагрузки приращения приходилось уменьшать, иначе вычислительный процесс расходился или давал неоднозначные результаты.

Как показало численное моделирование, конечные крены и осадки зависят от числа этапов приложения нагрузки. Если полная нагрузка прилагалась мгновенно или слишком большими ступенями, особенно к концу, то итерационный процесс расходился. При увеличении числа ступеней нагружения он сходился, но могли получаться разные результаты в зависимости от числа этапов. При 9 этапах нагружения процесс сходился, но для этого конечные этапы нужно было дробить пополам.

Этот простой пример численного моделирования говорит о том, что крены сооружения неоднозначны, т.к. их величины и направления зависят от скорости строительства.

### Чувствительность фундамента к деформированию основания в составе системы «основание — фундамент — сооружение»

В предыдущих разделах на численных примерах было показано, что деформационные свойства грунта в процессе нагружения изменяются. Важно определить, как это влияет на поведение сооружения, т.е. какова чувствительность сооружения к деформированию основания. Для этой цели была использована программа, ранее разработанная в среде MathCad и основанная на точном решении в условиях плоской задачи для эталона — упрощенной схемы СОФС [3].

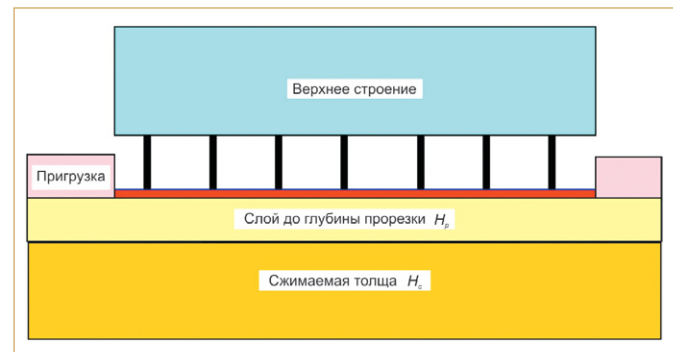


Рис. 15. Схема эталона системы «основание — фундамент — сооружение»

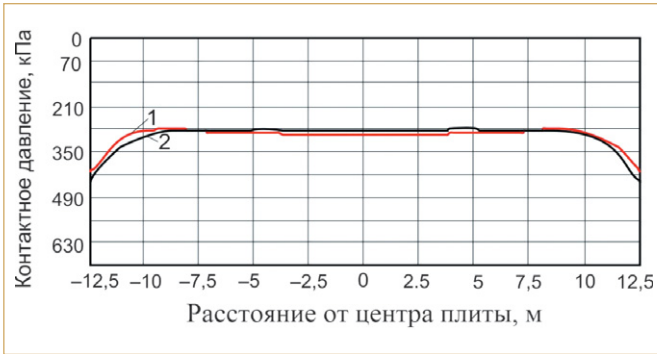


Рис. 16. Распределение контактных давлений: 1 — при жесткости верхнего строения  $D_s = \infty$ ; 2 — при жесткости верхнего строения  $D_s = 5D$  (где  $D$  — изгибная жесткость фундаментной плиты, заменяющей верхнее строение выше опор)

Эталон СОФС (рис. 15) представляет собой точное решение задачи в условиях плоской деформации для упрощенной схемы сооружения в виде плиты конечной жесткости в качестве фундамента, покоящейся на основании, представленном трехпараметрической контактной моделью основания (КМ ССС) с верхним слоем Винклера толщиной, равной глубине прорезки  $H_p$ , т.е. с коэффициентом жесткости грунта  $C_3 = E/[H_p(1 - \nu^2)]$  (где  $\nu$  — коэффициент Пуассона). Этот слой подстилается слоем в виде модели с двумя коэффициентами постели ( $C_1$  и  $C_2$ ) Пастернака — Власова. На фундаменте установлены сжимаемые опоры, на которых покоится верхнее строение в виде плиты конечной жесткости.

Эталон предназначен для качественных исследований посредством численного моделирования чувствительности результатов расчета СОФС (следствий) к вариациям исходных данных (причинам). Время одного расчета составляет порядка нескольких секунд, что позволило провести около 10 000 численных экспериментов в работе [3]. Приведем результаты, из которых видно, что распределение контактных давлений по подошве плиты при заданных нагрузке и весе сооружения практически не зависит от жесткости верхнего строения, т.е. от числа этажей. Для этого достаточно сравнить результаты расчета в двух случаях:

- при абсолютно жестком верхнем строении (с жесткостью конструкции  $D_s = \infty$ );
- при верхнем строении с обобщенной жесткостью  $D_s$ , равной, например,  $5D$ , где  $D$  — изгибная жесткость фундаментной плиты, заменяющей верхнее строение выше опор (очевидно, что жесткость верхнего строения любого многоэтажного здания намного больше  $5D$ , поэтому получаемые качественные результаты имеют достаточно общий характер).

На рисунке 16 видно, что эпюры контактных давлений по подошве фундаментной плиты при жесткости верхнего строения  $D_s$ , равной соответственно  $\infty$  и  $5D$ , практически совпадают. Очевидно, что *распределение*

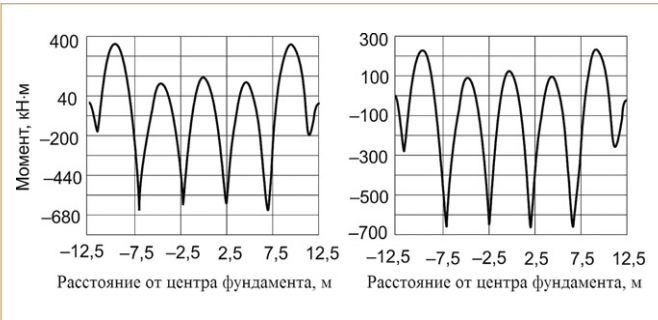


Рис. 17. Изгибающие моменты в фундаментной плите шириной  $b = 25$  м при глубине прорезки  $H_p = b/4$ , равной 6,25 м (а); 0,9 м (б)

контактных давлений по подошве фундамента практически нечувствительно к величине реальной жесткости верхнего строения, причем в любом из рассмотренных случаев эти давления под краями плиты в 1,5 раза больше, чем в ее центре.

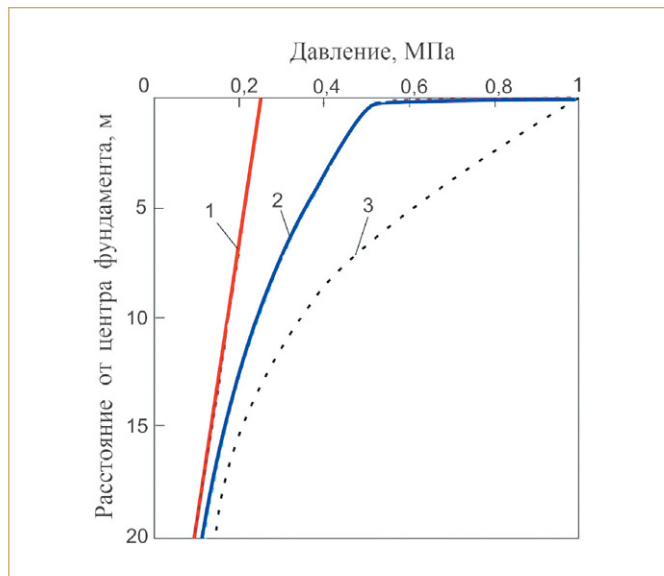
Рассмотрим влияние глубины прорезки на величины изгибающих моментов в фундаментной плите. Согласно СП 22.1333 решения линейной теории упругости применимы, если глубина прорезки (зоны предельного равновесия)  $H_p$  под краем фундамента удовлетворяет условию:  $H_p \leq b/4 = 6,25$  м (где  $b$  — ширина фундамента). По формуле (7), при контактном давлении в центре плиты  $p(0) = 300$  кПа это условие выполняется при контактном давлении под краями плиты  $p(+b/2) \approx 480$  кПа (где  $b/2$  — расстояние от центра до края плиты) В этом случае получаем эпюру изгибающих моментов (рис. 17). При  $p(0) = 300$  кПа и  $p(+b/2) = 300$  кПа по формуле (6) получим:  $H_p = 0,9$  м.

Рассмотрим эти два предельных случая.

Как видно на рис. 17, при значениях глубины прорезки 6,25 и 0,9 м (различающихся примерно в 7 раз) изгибающие моменты под крайней опорой и в пролете между крайней и предыдущей опорами различаются примерно в 1,7 раз, а соответствующие выгибающие моменты — приблизительно в 1,6 раз.

Итак, *глубина сжимаемой толщи, превышающая глубину прорезки, практически не влияет на величины изгибающих моментов в плите, но, конечно, влияет на значения осадок, которые практически пропорциональны глубине прорезки.*

При расчете изгибающих моментов в плите фундамента необходимо учитывать возникновение прорезки (разрушение грунта) под краями фундамента. Без такого учета контактные давления под краями фундамента бесконечны. Это неустранимая сингулярность, из-за которой итерационный процесс метода Шварца не сходится. Этот метод пригоден для решения интегральных уравнений Фредгольма первого, но не второго рода. Поэтому программы SCAD, «ЛИРА» и др. основаны на некорректном решении. Учет прорезки необходим для того, чтобы корректно применять алгоритм Шварца, решая уравнение Фредгольма первого ро-



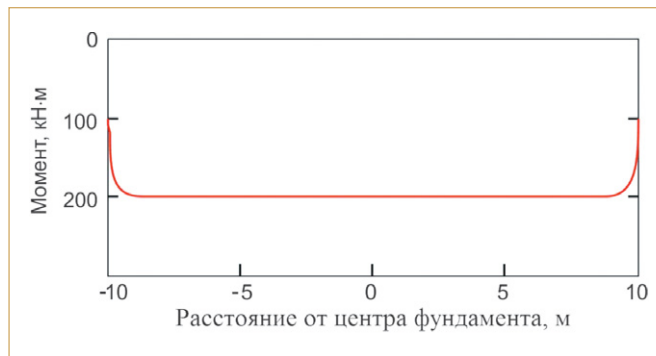
**Рис. 18.** Эпюры контактных давлений  $\sigma_{zp}$  вблизи контура прямоугольной площадки шириной 20 м с равномерно распределенной нагрузкой: 1 — под углом плиты и дальше внутрь ее контура; 2 — под серединой стороны плиты и дальше внутрь ее контура; 3 — под серединой плиты

да. Это не ведет к усложнению вычислений, поскольку глубину прорезки  $H_0$  можно определять весьма приближенно, т.к. величины моментов мало чувствительны к вариациям значений  $H_0$ , как показано на рассмотренном выше примере (см. рис. 17).

**Применение решений теории упругости для расчета осадок поверхности упругого полупространства**

Рассмотрим распределение вертикальных напряжений  $\sigma_{zp}$  в упругом полупространстве под нагрузкой  $p = \text{const}$ , равномерно распределенной по прямоугольной площади на поверхности. Эти напряжения определяются по известной точной формуле Лява, которая используется уже в течение более полувека во всех СНиП и СП для метода послойного суммирования и метода угловых точек (таблиц), что дает возможность производить расчеты вручную. Такой подход основан на допущении, что контактные давления под фундаментной плитой распределяются практически равномерно. Но это не совсем так: под краями плиты конечной жесткости в строгом решении  $\sigma_{zp} = \infty$ . Эта сингулярность меняется на конечную величину, если учитывать прорезку — разрушение грунта (см. выше).

Однако по формуле Лява для нагрузки, равномерно распределенной по прямоугольной площадке, в таблицах метода угловых точек контактное давление под углом плиты  $(\sigma_{zp})_c$  равно  $p/4$ , а контактное давление под серединой ее края  $(\sigma_{zp})_s$  составляет  $p/2$ . Здесь имеет место неравномерная сходимости функции контактных давлений  $\sigma_{zp}(x,y,z)$  к разрывной функции при приближении к контуру нагруженной области вблизи ее края. Это хорошо видно на рис. 18, где даны эпюры  $\sigma_{zp}$  под краем, вблизи него и



**Рис. 19.** Эпюра контактных давлений под площадкой шириной 20 м с равномерно распределенной нагрузкой 200 кПа

под центром плиты при глубине  $z \rightarrow 0$ . При приближении к краю/углу в эпюре возникает разрыв, т.к. под нагрузкой при  $z = 0$  будет выполняться равенство  $\sigma_{zp} = p$ , а при  $z > 0$  на любой малой глубине  $\sigma_{zp}$  будет равно  $p/4$  под углом плиты и  $p/2$  под серединой ее стороны. То есть имеет место неравномерная сходимость величин  $\sigma_{zp}$  при приближении к краю (и углу) равномерно нагруженной прямоугольной площадки (рис. 18).

В точном решении под контуром нагруженной плиты на упругом полупространстве получаются бесконечно большие контактные давления.

При учете прорезки этих особенностей в обоих случаях нет.

То же самое имеет место и при решении задачи в плоской постановке. Рисунок 19 показывает, как выглядит эпюра контактных давлений под площадкой шириной 20 м с равномерно распределенной нагрузкой 200 кПа. Эта эпюра повторяет характерные особенности средней эпюры (кривая 2) на рис. 18.

Следовательно, для получения достоверных результатов при расчете фундаментов необходимо учитывать «прорезку» — разрушение грунта под краями фундамента при приложении любой нагрузки.

**Применимость контактных моделей для расчета взаимодействия фундамента с грунтовым основанием**

Известно, что численное описание свойств грунтов и их распределения в основании по данным ИГИ характеризуется большой неопределенностью, т.к. при изысканиях свойства грунтов определяются в чрезвычайно малом относительном объеме, а испытания изменяют эти свойства. Изыскатели и проектировщики субъективно осредняют и экстраполируют эти скудные данные на весь объем основания. Параметры грунта изменяются при возведении сооружения (см. рис. 11–13), поэтому возникают сомнения в достоверности таких расчетов. Но при этом подавляющее большинство сооружений успешно эксплуатируется и нестандартных ситуаций возникает очень мало (порядка

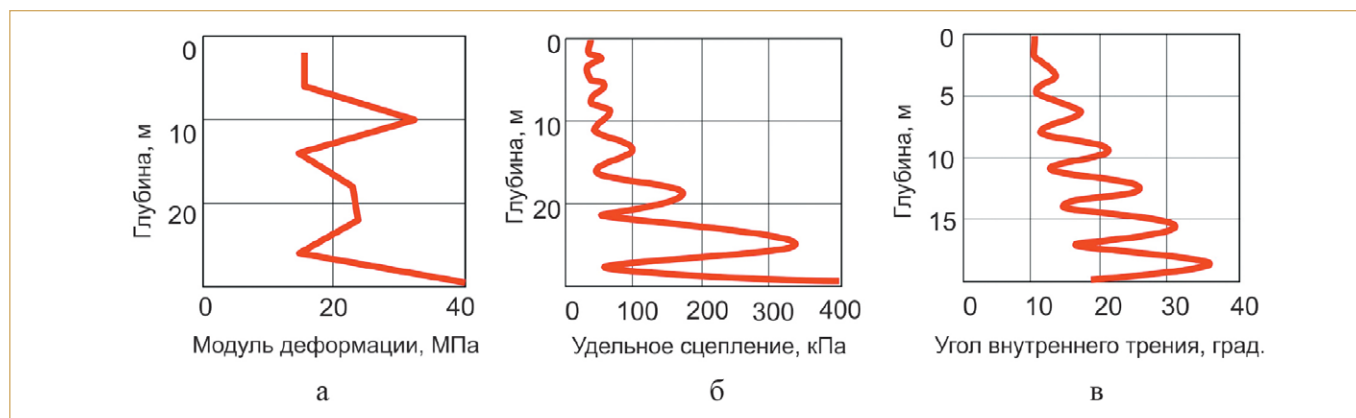


Рис. 20. Пример распределения модуля деформации (а), удельного сцепления (б) и угла внутреннего трения грунта (в) по глубине выработки под центром прямоугольной фундаментной плиты размером 40×20 м.

0,2% от числа построенных сооружений по непроверенным данным, имеющимся у авторов). Почему?

Дело в том, что чувствительность СОФС к неопределенностям свойств основания ограничена, т.к. при расчетах эти неопределенности суммируются и «сглаживаются». Однако не все и не до конца. Остается неоднозначность деформаций оснований, порождающая разброс осадок и деформаций фундаментов.

#### Расчет осадок и кренов жесткого фундамента на неоднородном основании по результатам зондирования

Изложенное выше можно проиллюстрировать следующим примером расчета осадок и кренов жесткого фундамента на грунтовом основании, неоднородном в плане и по глубине.

Рассмотрим жесткое центрально нагруженное сооружение прямоугольной формы на фундаментной плите длиной  $l=40$  м и шириной  $b=20$  м. Среднее давление сооружения на основание  $p=300$  кПа. Основание неоднородно в плане и по глубине.

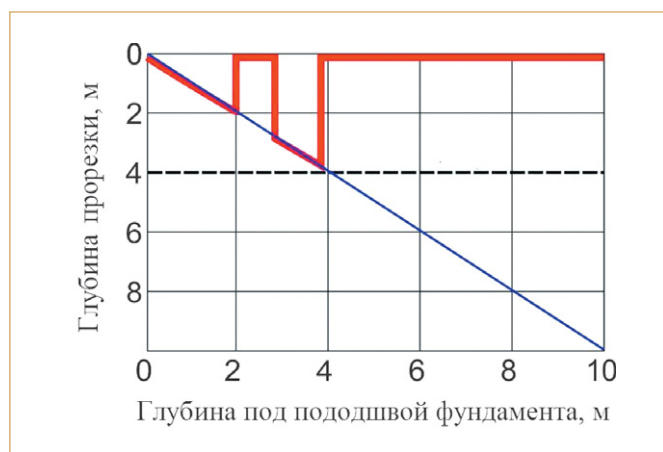


Рис. 21. Глубина прорезки под краями фундамента на неоднородном по прочности основании может быть различной (в данном случае — 2, 3 и 4 м). Пунктирная линия — уровень максимальной глубины прорезки (4 м)

родно в плане и по глубине. Распределение модуля деформации  $E$ , удельного сцепления  $c$  и угла внутреннего трения грунта  $\varphi$  по вертикали заданы в 9 скважинах, расположенных равномерно по сетке с ячейками размером 20×10 м. Из них 8 скважин расположены по контуру фундамента: 4 — по углам, и 4 — по серединам сторон. Одна скважина расположена в центре. Распределение величин параметров грунта и по площади, и по глубине задано посредством датчика случайных чисел. Эпюры  $E$ ,  $c$  и  $\varphi$  показаны выборочно на рис. 20 в трех скважинах для примера. Здесь задание этих функций — вынужденное, т.к. в отчеты по ИГИ такие данные и графики сейчас не включают, заменяя субъективной стратификацией в виде ИГЭ/РГЭ, как описано выше.

Глубина прорезки  $H_p$  принята одинаковой для однородного основания под фундаментом. Если основание неоднородно по прочности, т.е.  $c$  и  $\varphi$  изменчивы по глубине, как, например, отражено на рис. 21, то глубина прорезки может быть различной. На рис. 21 она равна 2, 3 и 4 м. В этом случае принимаем максимальную глубину прорезки (4 м, см. рис. 21).

В дальнейшем глубину прорезки  $H_p$  можно уточнить посредством итераций, но, как было показано в данной статье ранее, величина изгибающих моментов в фундаментной плите зависит от присутствия прорезки, но мало чувствительна к ее значению (показанному черной пунктирной линией на рис. 21). Поэтому это значение можно принимать приблизительно.

Далее рассчитываем осадки основания от равномерной нагрузки  $p=300$  кПа в 9 скважинах методом послойного суммирования в пределах глубины сжимаемой толщи по СП 22.13330 с учетом глубины прорезки. Затем дискретно определяем коэффициент постели основания в скважинах. Для получения изолиний осадок  $S(x,y)$  от нагрузки  $p$  и изолиний коэффициента жесткости основания  $K(x,y,n,N)$ , зависящего не только от координат, но и от формы распределения интерполяционной функции между скважинами, используем аппроксимацию Шепарда по следующей формуле:

$$K(x, y, n, N) = \frac{\sum_{i=0}^N \frac{K_i}{\left[ (x - XY_{i,1})^2 + (y - XY_{i,2})^2 \right]^n + 0,001}}{\sum_{i=0}^N \frac{1}{\left[ (x - XY_{i,1})^2 + (y - XY_{i,2})^2 \right]^n + 0,001}}, \quad (8)$$

где  $X, Y$  — координаты скважин;  $x, y$  — текущие координаты точек аппроксимации между скважинами;  $n$  — свободный безразмерный параметр формы распределения интерполяционной функции между скважинами;  $(N+1)$  — количество скважин;  $K_i$  — коэффициент жесткости основания на  $i$ -й скважине

Экстраполируют найденные в выработках коэффициенты жесткости  $K_i$  на всю поверхность контакта подошвы фундамента здания или сооружения с основанием.

Результаты аппроксимации показаны на рис. 22.

Осадки и крены сооружения определяются из решения системы линейных уравнений равновесия прямоугольного сооружения по формуле:

$$G \times a = F, \quad (9)$$

где  $G$  — матрица равновесия;  $a$  — определяемые крены и осадки;  $F$  — столбец свободных членов:

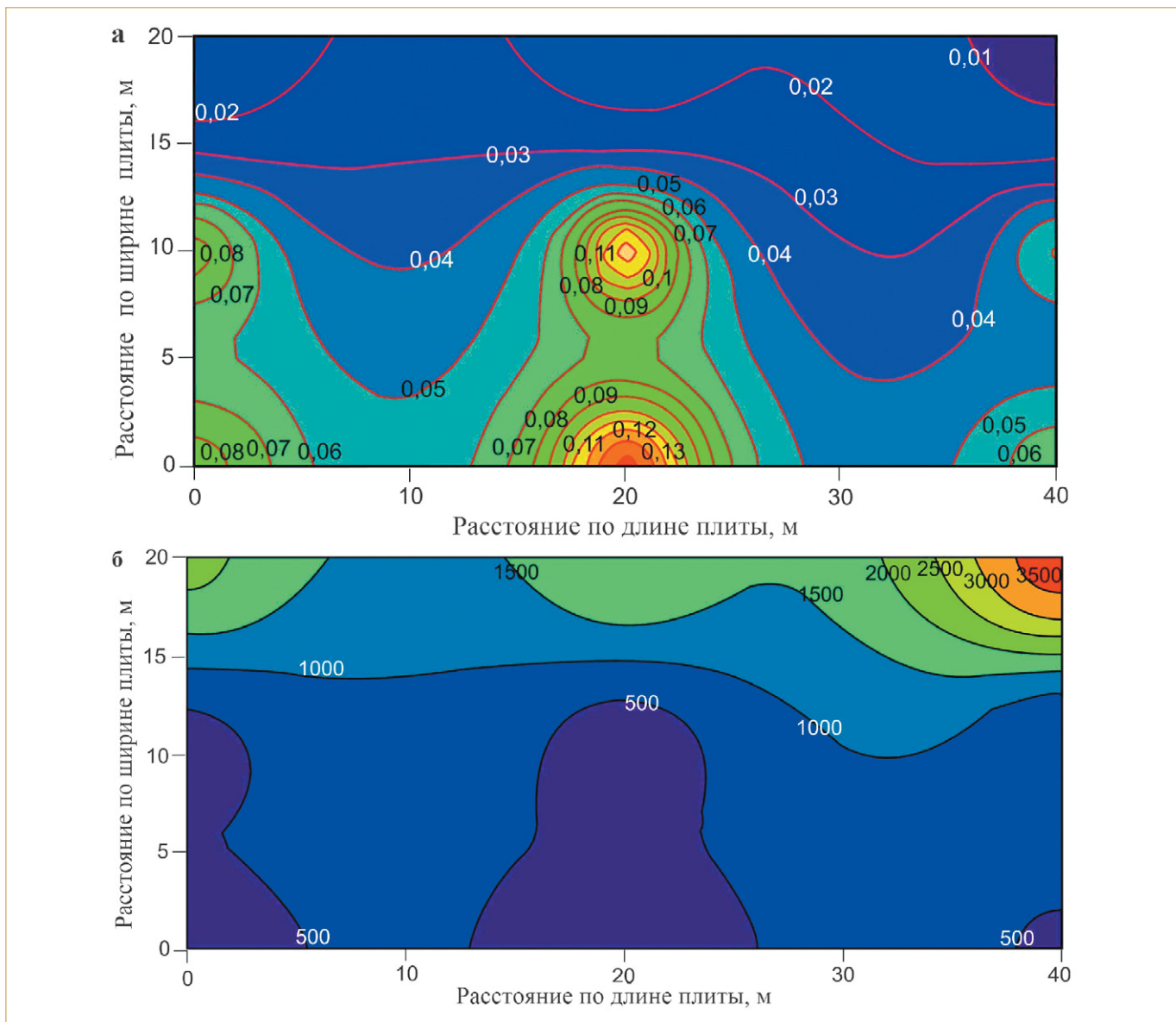


Рис. 22. Распределение осадок  $S$  (м) (а) и коэффициента жесткости основания  $K$  (т/м<sup>3</sup>) (б) под равномерно нагруженной фундаментной плитой при нагрузке 300 кПа



Таблица 3

Крены и осадки центра плиты при различных величинах параметра $n$ , задающего форму распределения показателей свойств грунтов основания			
$n$	Продольный крен вокруг оси Y (крен вдоль оси X)	Поперечный крен вокруг оси X (крен вдоль оси Y)	Осадка центра плиты, см
1	0,00036	0,0027	10
2	0,00042	0,0048	11
3	0,00042	0,0056	12
4	0,00042	0,0059	13
По Терцаги (формула (2))	-	0,0052	11

$$G = \begin{pmatrix} I(2,0) & I(1,1) & I(1,0) \\ I(1,1) & I(0,2) & I(0,1) \\ I(1,0) & I(0,1) & I(0,0) \end{pmatrix}; \quad F = \begin{pmatrix} Q \cdot \frac{l}{2} \\ Q \cdot \frac{b}{2} \\ Q \end{pmatrix}, \quad (10)$$

где  $Q = plb$ ;  $p$  — давление под подошвой фундамента;  $l$  — длина фундамента;  $b$  — ширина фундамента.

Члены матрицы находятся из выражения:

$$I(i, j) = \int_0^l \int_0^b K(x, y, n, N) \cdot x^i \cdot y^j dy dx. \quad (11)$$

Расчеты осадок и кренов сооружения проводились при различных значениях (1, 2, 3, 4) параметра формы распределения коэффициентов жесткости основания (одинаковых в точках разведочных скважин). Результаты расчета представлены в табл. 3. Там же показано, что значения поперечных кренов существенно зависят от величины параметра формы аппроксимации, который задает форму распределения показателей свойств грунтов основания между точками зондирования. Поэтому, варьируя значения параметра формы в реальных пределах, можно получать различные возможные величины кренов.

В рассматриваемом примере значительный поперечный крен сооружения объясняется тем, что распределения величин параметров грунта по глубине в 9 заданных скважинах были выбраны случайным образом (поскольку авторы не смогли найти соответствующие материалы в отчетах по изысканиям) и случайно получилась большая неоднородность основания в поперечном направлении.

В данном случае оказалось, что величины поперечных кренов различаются в два раза для  $n = 1$  и  $n = 4$ . Допустимый крен составляет 0,003 (по табл. Д1 приложения Д СП 22.13330).

Значения осадок также зависят от параметра формы аппроксимации. При его изменении от 1 до 4 средние осадки возрастают всего на 30%. Результаты, полученные с помощью формулы Терцаги (2), близко совпадают с таковыми для поперечных кренов при  $n = 1$  и  $n = 3$ .

## Выводы

1. Расчеты деформаций оснований сооружений в настоящее время выполняют, исходя из предположения, что инженерно-геологические изыскания дают подробную, достоверную и однозначную информацию о распределении в них величин модулей деформации. Однако это предположение неверно, поскольку при ИГИ испытания в полевых условиях и/или отбор образцов для лабораторных испытаний выполняются в выработках, расположенных друг от друга на больших расстояниях, несмотря на то что даже в близких выработках измеренные величины параметров грунтов могут существенно различаться. Эта ситуация едва ли исправима традиционными путями из-за чрезвычайно низкой оплаты изыскательских работ, составляющей всего лишь 0,05–0,1% от капитальных затрат на строительство сооружений. Огромный дефицит данных ИГИ изыскатели «компенсируют» многостраничными инженерно-геологическими отчетами.

2. Простой расчет показывает, что объем испытываемого грунта при ИГИ составляет лишь миллионные доли объема основания, поэтому получаемые данные статистически непредставительны, а их погрешности принимаются как неизбежность.

4. Границы слоев на разрезах ИГЭ/РГЭ изыскатели строят субъективно.

Интерполяция величин параметров грунта между выработками также выполняется субъективно.

5. Как показывают многочисленные эксперименты, под краями фундамента образуются разрывы грунта, влияющие на величины деформаций и усилий в подземной части сооружения. В СП 22.13330 вместо отображения этой реальности включено ограничение на величину среднего давления фундамента на грунт в виде «расчетного сопротивления грунта основания», которое не имеет четкого физического смысла.

6. Несмотря на неопределенность и скудность данных о свойствах грунтов, весьма приблизительный характер многих операций, выполняемых изыскателями, неопределенность расчетных величин осадок проектируемых сооружений, их несовпадение с результатами мониторинга и т.д., аварии сооружений крайне редки и чаще всего связаны с нештатными или аварийными форс-мажорными ситуациями. Это показывает малую чувствительность сооружений к неопределенности свойств грунтов оснований и стимулирует волюнтаризм при принятии решений на всех этапах изысканий и проектирования.

7. Описанные выше проблемы можно успешно разрешить, если находить величины модуля деформации, удельного сцепления и угла внутреннего трения грунта непосредственно в полевых условиях по глубине выработок.

Используя найденные значения  $E$  в выработках, экстраполируют их на весь объем основания и рассчитывают распределение коэффициента жесткости основания под сооружением  $K = K(x, y, n)$  с параметром формы  $n$ . Затем выполняется расчет осадки и кренов сооружения на винклеровском основании при различных параметрах формы  $n$  функции интерполяции Шепарда для оценки неопределенности результатов без выделения ИГЭ/РГЭ. Метод позволяет также учитывать разрушение грунта под краями фундамента, если найдены параметры прочности.

8. Оценивая разброс расчетных величин осадок и кренов сооружения, в процессе инженерно-геологических

изысканий можно принимать решения о необходимости проходки дополнительных выработок.

9. При таком подходе все измерительные и вычислительные операции можно выполнять автоматически в поле, полностью исключив необходимость лабораторных и камеральных работ, а полученные результаты расчетов осадок и кренов сооружений можно дистанционно передавать через интернет проектировщикам.

10. Объединение усилий изыскателей и проектировщиков в единый процесс позволит сократить сроки изысканий и проектирования зданий и сооружений, повысить и оценить их точность и надежность.

### Список литературы

1. Барвашов В.А. Метод определения глубины зон разрушения грунта под краями фундамента с учетом природного напряженного состояния основания / 75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсевича: сборник научных трудов. М.: ЭСТ, 2006. 224 с.
2. Барвашов В.А. О геометризации слоистых грунтовых массивов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005. № 5. С. 8-12.
3. Барвашов В.А. Чувствительность системы «основание — сооружение» // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. № 3. С. 10-14.
4. Барвашов В.А., Болдырев Г.Г., Зиангиров Р.С., Каширский В.И., Озмидов О.Р., Найденов А.И. О взаимодействии изыскателей и проектировщиков / Материалы 9-й Общероссийской научно-практической конференции «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации». М.: ООО «Геомаркетинг», 2013. С. 51-58.
5. Барвашов В.А., Болдырев Г.Г., Каширский В.И. Неопределенности данных инженерно-геологических изысканий и численное моделирование поведения сооружения // Инженерные изыскания. 2015. № 8.
6. Вознесенский Е.А., Брушков А.В. Методы изучения грунтов при инженерно-геологических и геокреологических исследованиях. Состояние вопроса // Инженерные изыскания. 2014. № 7. С. 10—15.
7. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат, 1971. 368 с.
8. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов. М.: МНТКС, 1996.
9. Зарецкий Ю.К., Гарицелов М.Ю. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками. Энергоатомиздат, 1989. 210 с.
10. 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.
11. Канторович Л.В., Крылов В.И. Приближенные методы высшего анализа. М.-Л.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1962. 709 с.
12. Коновалов П.А., Мангушев Р.А., Сотников С.Н., Землянский А.А., Тарасенко А.А. Фундаменты стальных резервуаров и деформации их оснований. М.: АСН, 2000. 336 с.
13. Михеев В.В., Смородинов М.И., Серебряный Р.В. О зонах пластических деформаций в основании // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1961. № 3.
14. СП 22.1330.2011. Основания зданий и сооружений. М.: Минрегион России, 2011.
15. Фадеев А.Б., Иноземцев В.К., Лукин В.А. О допустимых деформациях оснований плитных фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2004. № 2. С. 14-16.
16. Федоровский В.Г. Современные методы описания механических свойств грунтов / Строительство и архитектура. Серия 8. Строительные конструкции. Выпуск 9. М.: Изд-во ВНИИИС, 1985. 72 с.
17. Чайкин А.А., Зиангиров Р.С., Эпель Д.П. О взаимодействии изыскательских и проектных организаций и о геотехнической экспертизе в условиях отмены обязательного применения СНиПов // Информационный вестник Мособлэкспертизы. 2007. № 3.
18. Box J.E.P., Drapper V.R. Empirical model-building and response surfaces. New York: Wiley & Sons, 1978. 663 p.
19. Clayton C.I.R. Stiffness at small strain. Research and practice // Geotechnique. 2011. V. 61. № 1. P. 5-57.
20. EN 1997. Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1. General Rules. CEN TC-250, 2003.
21. Kharichkin A., Shuljatjev O., Bezdolev S. Soil-pile interaction in pile foundation and pile reactions monitoring / Proceedings of the International Conference on Deep Foundations CPRF and Energy Piles. Darmstadt, 2009. P. 243–255.
22. Pareto Principle / Wikipedia. 2014. URL: [https://en.wikipedia.org/wiki/Talk:Pareto\\_principle](https://en.wikipedia.org/wiki/Talk:Pareto_principle).
23. Shepard D.A. A two-dimensional interpolation function for irregularly space data / Proceedings of the 23-th National Conference of the Association for Computing Machinery (ACM). New York: ACM Press, 1968. P. 517–528.
24. Sonoda R., Matsumoto T., Kitiyodom P. Post-analyses of settlements of a piled raft foundation in a reclaimed ground / Proceedings of the International conference on deep foundations — CPRF and energy piles. Frankfurt am Main, GermaNew York., 2009. P. 289–305.
25. Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G. soil mechanics in engineering practice. New York: Wiley & Sons, 1996. 592 p.