

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»

(ПГУАС)

О.В. Хрянина

**СОВМЕСТНАЯ РАБОТА
ГИБКОГО ФУНДАМЕНТА
С АРМИРОВАННЫМ ОСНОВАНИЕМ**

Пенза 2016

УДК624.15:624.138(035.3)

ББК38.58

X97

Рецензенты: кандидат технических наук, профессор, генеральный директор ООО «Новотех», заслуженный строитель РФ В.С. Глухов; доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой «Строительные конструкции» Н.Н. Ласьков (ПГУАС)

Хрянина О.В.

X97 Совместная работа гибкого фундамента с армированным основанием: моногр. / О.В. Хрянина. – Пенза: ПГУАС, 2016. – 204 с.

ISBN 978-5-9282-1431-9

Рассматриваются вопросы совместной работы гибкого фундамента с грунтовым основанием. Экспериментально-теоретическими исследованиями выявлен характер деформирования армированных образцов песчаного грунта в условиях сложного напряженного состояния и одноплоскостного среза. Установлен характер изменения внутренних усилий и деформаций в конструкции модели гибкого фундамента на различных ступенях нагружения армированного песчаного основания в условиях плоской деформации. Численно исследован характер изменения напряженно-деформированного состояния армированных оснований гибких и жестких фундаментов.

Монография подготовлена на кафедре «Геотехника и дорожное строительство» и предназначена для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских, проектных и строительных организаций, а также магистрантов и аспирантов, обучающихся по направлению «Строительство», способствует закреплению и углубленному изучению теоретических знаний, полученных на лекциях, и прививает будущим строителям навыки научно-исследовательского и творческого подхода к вопросам управления неравномерностью деформаций основания и гибкого фундамента.

ISBN 978-5-9282-1431-9

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2016

© Хрянина О.В., 2016

ПРЕДИСЛОВИЕ

При изучении дисциплин геотехнического цикла вопросу совместной работы гибкого фундамента с армированным основанием уделяется большое внимание.

Цель работы – ознакомить читателей с вопросами локального изменения жесткости грунтового основания и влиянием степени армирования грунтов на перераспределение внутренних усилий в конструкции гибких фундаментов, что приводит к значительному уменьшению внутренних усилий, возникающих в сооружении в целом.

Данное издание предназначено для самостоятельной работы магистрантов и аспирантов, обучающихся по направлению «Строительство». Издание способствует закреплению и более углубленному изучению теоретических знаний, полученных на лекциях, и прививает будущим строителям навыки научно-исследовательского и творческого подхода к вопросу управления неравномерностью деформаций основания и уменьшением внутренних усилий в конструкции гибкого фундамента.

Данная монография подготовлена на кафедре «Геотехника и дорожное строительство» ФГБОУ ВО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства», в соответствии с основной образовательной программой подготовки магистров по направлению «Строительство».

Автор просит читателей присылать свои пожелания или замечания по адресу: г. Пенза, ул. Германа Титова, 28, ПГУАС, кафедра «Геотехника и дорожное строительство».

Автор выражает свою благодарность доктору технических наук, профессору Болдыреву Геннадию Григорьевичу за исходные материалы, любезно предоставленные им для включения в монографию, и признательна за ценные замечания и предложения, позволившие улучшить структуру данной работы.

Автор надеется, что данная монография будет полезна не только студентам строительных вузов и факультетов, но и преподавателям, научным сотрудникам, инженерно-техническим работникам и другим специалистам, занятым в области проектирования и строительства.

ВВЕДЕНИЕ

Территория г. Пензы характеризуется крайней неоднородностью грунтов, как по площади, так и с глубиной в зависимости от разного генезиса, значительными перепадами высот, наличием оврагов, крутых склонов и пойменных террас. На при склоновых участках и низких террасах рек основаниями для сооружений служат слабые, водонасыщенные сильно и неравномерно сжимаемые грунты с модулем деформации менее 10 МПа. Здания, сооружения и строительные конструкции при возведении и эксплуатации подвергаются действию всех этих неблагоприятных факторов, часто не учитываемых при проектировании и вызывающих значительные повреждения или аварии. Освоение таких непригодных для застройки территорий сопряжено с выполнением специальных инженерных мероприятий по улучшению свойств грунтов оснований, что приводит к удорожанию фундаментов и надземных конструкций. В настоящее время развитие фундаментостроения идет по пути разработки новых экономичных конструкций фундаментов и методов их устройства, обеспечивающих повышение несущей способности и уменьшение деформативности оснований. В связи с переходом на новые конструктивные схемы надземных конструкций применение соответствующих типов конструктивных решений фундаментов имеет большое значение и особенно актуально в сложных инженерно-геологических условиях.

Одним из методов улучшения физико-механических свойств грунтов является метод их армирования как менее материалоемкий и более экономичный. Метод армирования грунта получил в последнее время широкое распространение при устройстве подпорных стен, насыпей и как метод усиления оснований жестких фундаментов. В большинстве случаев армирующие материалы вводятся в грунт для увеличения его прочности и в меньшей степени для уменьшения его деформируемости. Однако возможны случаи, когда армирование приводит к уменьшению деформируемости фундаментов и основания. Подобный случай рассмотрен в настоящей работе на примере устройства гибкого ленточного фундамента на армированном основании. Учитывая малую изученность вопроса устройства гибкого фундамента на армированном основании, а также отсутствие надежных методов расчета и практических рекомендаций на проектирование и устройство фундаментов на подобном основании для различных грунтовых условий и типов армирования, вопрос экспериментально-теоретической оценки взаимодействия гибкого фундамента с армированным основанием является актуальным.

1. ОБЗОР И АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ И ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

1.1. Взаимодействие фундаментов с основанием

При проектировании фундаментов, возводимых на естественных основаниях, в зависимости от условия их взаимодействия с основанием различают два основных класса фундаментов: жесткие (массивные) фундаменты, проектируемые по предельным состояниям оснований и не рассчитываемые на изгиб, и гибкие фундаменты, работающие совместно со сжимаемым основанием и рассчитываемые на прочность при изгибе с учетом предельных деформаций основания.

При отношении высоты фундаментов к их длине более $1/3$ фундаменты считаются абсолютно жесткими (т.е. не рассчитываются на изгиб), при меньшем же отношении – фундаменты рассматриваются как гибкие конструкции, взаимодействующие с грунтом основания.

Распределение реактивных давлений по подошве фундаментов имеет огромное практическое значение, особенно для фундаментов со значительными размерами в плане. Зная реактивные давления и внешние силы, действующие на фундамент, по уравнениям статики легко определяются изгибающие моменты и перерезывающие силы в любом сечении фундаментов, по величине которых и подбирается требуемое сечение фундамента и необходимое количество арматуры. От характера распределения давления по подошве фундаментов зависит и величина изгибающих моментов, и перерезывающих сил, действующих на фундаменты сооружений.

На рис. 1.1 приведено распределение реактивных давлений на различных фазах деформации основания (рис. 1.2). Эпюра реактивных напряжений (давлений) под жестким штампом, полученная из решения теории упругости, имеет форму «седла» с максимумом под краями и минимумом в середине (менее средней величины давления), рис. 1.1, кривая 1. Принимается, что реактивное давление по подошве жестких фундаментов определяется без учета их изгиба и изменяется по линейному закону, как по длине, так и ширине фундамента. Подобный характер распределения реактивных давлений имеет место в фазе уплотнения (рис. 1.2, участок ОА).

Так как грунт не воспринимает бесконечно больших давлений, то под краями начинают возникать пластические деформации (в фазе образования зон сдвигов, рис. 1.2, участок АВ), а сами реактивные давления превышать предельные значения прочности не могут. В фазе выпирания грунта (участок ВС, рис. 1.2) основания наблюдается еще большее развитие пластических деформаций у краев фундамента и эпюра реактивных давлений приобретает вид, показанный на рис. 1.1, кривая 3.

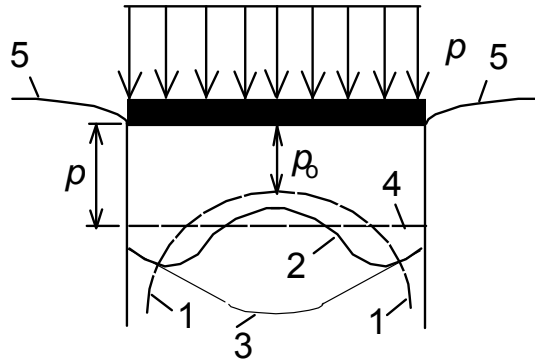


Рис. 1.1. Эпюры реактивных давлений при центральной нагрузке:
 1 – эпюра по решению теории упругости;
 2, 3 – трансформация эпюры с ростом пластических деформаций;
 4 – вид эпюры принимаемый в практических расчетах;
 5 – осадка поверхности основания

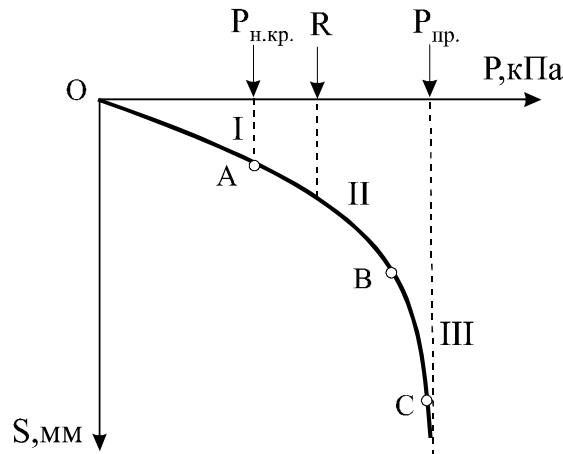


Рис. 1.2. Фазы деформации основания

Гибкие фундаменты обладают способностью изгибаться в одном или обоих направлениях подошвы. Реактивные давления по подошве определяются, исходя из совместной работы фундамента и основания и, зависят как от степени развития пластических деформаций на краях фундамента, так и от прогиба фундамента. Для оценки жесткости гибких фундаментов используется показатель гибкости, предложенный М.И. Горбуновым-Посадовым [24]:

$$t = \frac{(1 - \nu_1^2)}{(1 - \nu_0^2)} \cdot \frac{\pi E_0 b l^3}{4 E_1 I}, \quad (1.1)$$

где ν_0 и E_0 – коэффициент Пуассона и модуль деформации грунта основания;

ν_1 и E_1 – коэффициент Пуассона и модуль деформации материала фундамента (железобетона);

b – ширина фундамента (полосы);

l – полудлина фундамента;

I – момент инерции поперечного сечения фундамента.

При значениях показателя гибкости $t < 1$ под фундаментом эпюра реактивных давлений имеет седлообразное очертание с концентрацией у краев фундамента (кривая 1, рис. 1.1), а при $t > 1$ седлообразное очертание с конечными значениями у краев (кривая 2, рис. 1.1) или даже параболическое очертание (кривая 3, рис. 1.1).

Последнее говорит о том, что в отличие от жестких фундаментов, поведение гибких фундаментов необходимо исследовать совместно с основанием, так как деформация основания обуславливает внутренние усилия в теле гибкого фундамента.

Все положения СНиП [65], применяемые при расчете оснований, предполагают линейно-упругую работу грунта основания, так как соответствующие решения получены с использованием решений теории упругости. Рассмотрим достоинства и недостатки подобного подхода.

На рис. 1.2 приведен график зависимости осадки фундамента от нагрузки. Проф. Н.М. Герсеванов и Н.А. Цытович выделили три фазы напряженно-деформированного состояния:

I – фаза уплотнения (участок OA), II – фаза образования зон сдвигов, (участок AB), когда интенсивно развиваются пластические области в основании и формируются поверхности скольжения и III – фаза выпирания (участок BC), к концу которой происходит потеря несущей способности основания.

Решения СНиП [65], в частности расчет деформации основания, позволяют определять осадку фундамента только в пределах первой фазы, когда в основании отсутствуют пластические деформации, а грунт работает как линейно-упругое тело. В этом случае можно использовать известные решения Фламана и Буссинеска [95] для определения напряжений и деформаций в грунте. При давлении на основание P за пределом первой фазы в грунте под краями фундамента возникают пластические деформации, которые по мере роста нагрузки (давления) увеличиваются в размере и при нагрузке, соответствующей точке C на кривой рис. 1.2, грунт выпирается из-под подошвы фундамента. Решения теории упругости здесь уже неприменимы. Подобное состояние называется предельным по прочности грунта основания или предельным по устойчивости.

Таким образом, при расчете деформаций СНиП [65] «не допускает» возникновение пластических деформаций в грунте, т.к. решения линейной теории упругости не применимы при возникновении пластических деформаций. В то же время при решении практических задач проектирования фундаментов нам необходимо определять напряжения и деформации при нагрузках, соответствующих второй и третьей фазам деформации основания. Однако решения для этого в СНиП [65] нет. Для того чтобы определить осадку фундамента во второй и третьей фазах необходимо использо-

вать нелинейные законы деформирования грунта основания и материала фундамента, применяя при этом численные методы расчета.

Рассмотрим результаты ранее выполненных экспериментальных исследований взаимодействия гибких фундаментов с основанием.

Большинство выполненных исследований по выявлению характера распределения контактных напряжений посвящено жестким фундаментам и гораздо менее гибким. Группой ученых Новочеркасского политехнического института с 1962–80 гг. проведены комплексные экспериментальные исследования взаимодействия моделей фундаментов и песчаного основания вплоть до разрушения основания [4, 5, 9, 43, 44, 49, 51, 52, 54, 56, 68, 94 и др].

Впервые трансформация эпюр контактных напряжений при возрастании нагрузки на фундамент была обнаружена Г. Прессом. Под жестким фундаментом на песчаном основании при малых нагрузках зафиксирована седлообразная эпюра, которая с увеличением нагрузки приняла параболическое очертание. Изменение формы эпюры в процессе нагружения также наблюдалось в опытах [43–45, 51, 56, 68 и др.]. При разрушении грунта основания значения давлений в краевых зонах достигают минимального, а в средних – максимального значения.

В опытах Ю.Н. Мурзенко впервые было обнаружено явление падения краевых значений нормальных контактных напряжений при допредельных нагрузках и затем подтверждено в опытах З.Я. Тарикулиева, М.Н. Окуловой, Г.А. Скормина и М.В. Малышева. Сущность этого явления заключается в том, что в момент образования в грунте зоны пластических деформаций нормальные напряжения, измеряемые месдозой (датчик нормальных давлений), достигают максимального значения и с дальнейшим ростом внешней нагрузки на штамп уменьшаются за счет прогрессирующего развития деформаций сдвига.

При повторном нагружении фундамента в плотном песчаном основании происходит перераспределение контактных напряжений с уменьшением краевых и возрастанием их в центральной части подошвы фундамента. Причиной перераспределения напряжений является разуплотнение грунта в зонах сдвигов, которое происходит при первом нагружении и остается после снятия нагрузки. При втором нагружении в краевых зонах по этой причине возникают меньшие, а в центральной зоне – большие напряжения, чем в первом цикле нагружения. Эти закономерности были исследованы вначале только при циклическом нагружении штампов и подтверждены З.Я. Тарикулиевым с однократным нагружением незаглубленного штампа вплоть до предельной нагрузки [68].

Все эти закономерности были получены для абсолютно жесткого незаглубленного штампа на плотном песчаном основании. В последующих опытах Ю.Н. Мурзенко эти закономерности подтверждались для незаглуб-

ленных и заглубленных абсолютно жестких и гибких моделей отдельных квадратных (опыты З.Я. Тарикулиева и А.А. Цесарского), ленточных (опыты К.К. Куликова [43, 44]) и круглых (опыты Э.В. Ариной) моделей фундаментов. Установлено, что для рассмотренных опытов независимо от шероховатости подошвы и заглубления модели экстремальное значение контактных напряжений вблизи края с точностью до $\pm 10\%$ равно среднему давлению на основание.

В опытах Леденева В.В. [45] на цилиндрических моделях фундаментов с различным заглублением получен следующий характер распределения контактных давлений. На стадии уплотнения минимальные значения напряжений имели место в центре фундамента. С увеличением нагрузки наблюдался более интенсивный рост краевых напряжений. Распределение напряжений под заглубленными моделями подобно.

В [6, 33] исследовали влияние способа формирования песчаного основания на его деформирование и напряженное состояние. Было показано, что осадки оснований из песка одинаковой пористости могут быть резко различными, если они отсыпаны разными способами. В одной серии опытов основание (плотность $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$, $W = 4,5\%$) создавали отсыпкой песка с постоянной высоты 4 м, а в другой – с высоты 0,5 м и доуплотняли вибратором. В случае отсыпки песка без уплотнения с высоты 4 м вокруг штампа происходило образование осадочной воронки, а при послойном уплотнении песка вибратором происходил подъем поверхности вокруг фундамента. Начальные плотность и влажность песка не характеризуют полностью деформационных свойств песчаного основания, которые зависят от характера формирования последнего. Нельзя по результатам опытов на послойно уплотненном песке делать без проверки выводы о характере деформирования сооружений на песках естественного сложения.

Опыты показали, что способ засыпки песка значительно влияет на начальные напряжения в песке (до приложения нагрузки к фундаменту). Получен большой разброс в значениях коэффициента бокового давления при уплотнении грунта вибратором $\xi = 1,16 \pm 0,58$ (при отсыпке с высоты 4 м $\xi = 0,42 \pm 0,13$). Эпюры контактных давлений имели форму, близкую к равномерно-распределенной. Несущая способность основания из послойно уплотненного песка значительно выше, чем отсыпанного с высоты 4 м

Цесарским А.А. под руководством Мурзенко Ю.Н. проведены опыты с целью изучения напряженно-деформированного состояния железобетонных квадратных фундаментных плит различной гибкости в зависимости от их заглубления. Выявлено, что несущая способность моделей по прочности бетона возрастает с увеличением их заглубления независимо от гибкости плит. При заглублении плиты ведут себя, как более жесткие или как испытывающие нагрузки меньшие, чем на поверхности. Форма и характер изменения эпюр нормальных контактных напряжений для плит гибкостью

$t = 4,0$ и $t = 12$ мало зависят от заглабления моделей и аналогичны характеру эпюр, полученных на поверхности [94]. Экспериментальные изгибающие моменты, вычисленные по измеренным значениям контактных напряжений для плит этих же гибкостей, также фактически равны для заглабленных и незаглабленных моделей. Отклонение величин моментов от среднего значения составляет не более 3–5 %. Таким образом, эффект заглабления – увеличение контактных напряжений под краями заглабленных плит по сравнению с незаглабленными – не наблюдался для плит гибкостью 4 и 12 вплоть до их разрушения.

Влияние заглабления на распределение контактных напряжений и величину внутренних усилий в конструкции железобетонного фундамента, сказывается только после нагрузки, составляющей 0,5 и выше от предельной нагрузки на песчаное основание. После превышения этой нагрузки у краев незаглабленных плит грунт основания начинает разуплотняться, и напряжения в краевой зоне падают. В то же время у краев заглабленных плит ввиду стесненности боковых деформаций напряжения продолжают возрастать с возрастанием среднего давления на основание. По опытам З.Я. Тарикулиева такая нагрузка для характерной точки измерения составляет 0,5–0,6 от предельной нагрузки на плотное песчаное основание. Поэтому только у плит гибкостью 1,5 наблюдается эффект заглабления. Модели гибкостью $t = 4$ и $t = 12$ разрушаются на поверхности при нагрузке равной 0,5 или меньшей от предельной. Прогибы заглабленных плит оказались меньшими, чем у незаглабленных плит при одинаковых средних давлениях. Разрушение плит происходит при одинаковых прогибах. Деформации сжатой зоны бетона для заглабленных плит оказываются менее, чем для плит на поверхности, что является следствием меньших прогибов. Характерным является замедление роста деформаций сжатого бетона с увеличением нагрузки независимо от заглабления. Трещины в заглабленных плитах появляются при больших нагрузках, чем у незаглабленных, но заглабление не влияет на общую картину трещинообразования для плит разной гибкости [94].

Опыты З.Я. Тарикулиева с шероховатыми плитами показали, что с увеличением заглабления значительно возрастают касательные напряжения по подошве плит, ввиду затруднения развития пластических деформаций песчаного основания под краями штампа. Получены различные условия деформации основания при разном заглаблении плит. У плит на поверхности под краями наблюдается разуплотнение, в то время как под заглабленными плитами плотность значительно возрастает по сравнению с первоначальной.

Экспериментальные исследования закономерностей распределения контактных напряжений [4, 68], показали несоответствие опытных и теоретических значений. В работе Э.В. Ариной [4] выполнено детальное сравнение решений теории упругости [24] с результатами измерений кон-

тактных напряжений под жесткими и гибкими плитами. На основании данных таблицы М.И. Горбунова-Посадова и О.Я. Шехтер [24] была выполнена серия расчетов жестких и гибких плит на упругом полупространстве. По результатам исследований Ю.Н. Мурзенко и З.Я. Тарикулиева [51] жестких штампов принято изменение модуля E с возрастанием нагрузки. При возрастании нагрузки и приближении ее к предельной модуль деформации уменьшается, а жесткость плиты увеличивается. Эпюры контактных напряжений изменяют свою форму в соответствии с изменением гибкости плиты: с увеличением нагрузки центральные ординаты уменьшаются, а у краев возрастают. Учет переменного среднего интегрального значения модуля деформации основания приводит к перераспределению контактных напряжений в эксперименте и при использовании модели упругого полупространства. При использовании модели упругого полупространства удовлетворительное совпадение с экспериментом наблюдается для гибких плит при нагрузке, составляющей 0,1–0,15 от предельной по прочности основания.

Тарикулиев З.А. [68] сравнивает результаты экспериментов гибкой плиты с теоретическим решением М.И. Горбунова-Посадова [24]. Плита с показателем гибкости $t = 50$ из стали ст. 3 имела размеры в плане 50×50 см и высоту 1,22 см. Сравнимые изгибающие моменты, вычисленные по результатам измерения контактных напряжений и решением М.И. Горбунова-Посадова расходятся на 30–40 %. Моменты, вычисленные экспериментально, несмотря на учет развития зон пластических деформаций под краями плиты, оказываются больше, чем теоретические. Расхождение изгибающих моментов в сторону увеличения, по результатам экспериментальных данных, связано с тем, что экспериментальные значения контактных напряжений однозначны и показывают наличие в грунте под всей плитой сжимающих напряжений, в то время как теоретическое решение допускает отрыв углов плиты от грунта и возникновение в этих местах грунта растягивающих напряжений.

Анализ экспериментальных исследований, проведенных в Новочеркасском политехническом институте [68, 43, 44] показал, что под гибкой плитой на плотном песчаном основании характер распределения контактных напряжений изменяется с увеличением нагрузки. При этом за счет развития пластических деформаций грунта у краев плиты и за счет прогибов плиты средние значения напряжений возрастают, а крайние уменьшаются. При предельной нагрузке эпюры напряжений имеют параболическую форму. В опытах модуль упругости материала плиты не изменяется. Уменьшение модуля деформаций основания на каждой ступени нагружения не отражает действительную картину работы гибкой плиты на упруго-пластическом песчаном основании.

Если модуль деформации основания будет постоянным, а гибкость плиты будет возрастать в процессе нагружения, то общий характер перераспределения теоретических значений контактных напряжений соответствовал бы экспериментальным данным. Это соответствует работе железобетонных плит, когда в процессе нагружения изменяется модуль упругости материала плиты в некоторых пределах.

При использовании модели упругого полупространства удовлетворительное совпадение с экспериментом наблюдается для гибких плит при нагрузке составляющей 0,1–0,15 от предельной по прочности основания. В расчет железобетонных плит целесообразно вводить увеличенную гибкость (за счет пластических деформаций в плите), тогда наблюдается приближение результатов расчета к эксперименту.

Куликовым К.К. [43, 44] выполнены экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния плотного песчаного основания под незаглубленными моделями ленточных фундаментов различной гибкости. Были исследованы модели шириной: 250; 354; 500 и 707 мм с начальной гибкостью $t = 0; 2,5; 5; 10; 20$. Штампы размерами в плане 500×500 мм в зависимости от начальной гибкости $t = < 1; 2,5; 5; 10$ и 20 имели соответствующие толщины $h = 20,0; 19,3; 15,3; 12,2$ и 9,4 мм. В опытах измерялись контактные напряжения, напряжения в конструкции фундамента, прогибы, осадки и поле плотности контактного слоя основания. Опыты с моделями гибкости $t = 0 < 1; 2,5$ были доведены до предельной нагрузки, а в остальных опытах ($t = 5; 10$ и 20) при достижении в гибких консолях плит усилий, близких к пределу пропорциональности материала, нагружение прекращалось.

На всех ступенях нагружения под моделями сборных ленточных фундаментов наблюдался процесс перераспределения контактных напряжений. Под абсолютно жестким штампом с ростом нагрузки происходила последовательная трансформация седлообразной эпюры в волнообразную, а затем по мере развития пластических деформации (на стадиях образования сдвигов и выпора) при предельной нагрузке она трансформируется в пикообразную, причем с увеличением заглубления характер закономерности не меняется. С увеличением начальной гибкости моделей ($t = 2,5 \dots 5,0$) наблюдалось ускорение трансформации эпюр из седлообразных в волнообразные и колоколообразные. В опытах с моделями начальной гибкости 10 и 20 во всем интервале нагружений не были зарегистрированы седлообразные эпюры.

Политовым С.И., Мурзенко Ю.Н., Цесарским А.А. [56] проведены экспериментальные исследования работы сплошной железобетонной фундаментной плиты под сетку колонн на песчаном основании за пределом упругости с определением фактической несущей способности фундамента, схемы трещинообразования и разрушения плиты. Эпюра контактных нор-

мальных напряжений под плитой имеет волнообразную форму и достигает максимальных значений в местах действия усилий. Прогибы плиты достигли максимума в середине пролетов. Консоли плиты прогнулись весьма незначительно, их прогиб составил порядка 0,5 мм. Эпюра контактных касательных напряжений в начальной стадии нагружения имеет волнообразный характер, соответствующий работе плиты под сеткой колонн. С приближением к предельной нагрузке по прочности плиты эпюра касательных напряжений сохраняет свой характер и изменяет знак под колоннами и в пролетах плиты.

Многочисленные экспериментальные исследования показали, что в статически неопределимых железобетонных конструкциях, в том числе и в фундаментных плитах, наблюдается значительное перераспределение усилий в процессе нагружения. Для учета подобного перераспределения в теории расчета А.А. Гвоздевым был предложен, а С.М. Крыловым и др. был развит кинематический метод предельного равновесия, который более отвечает физическим явлениям в железобетоне и является более экономичным, чем метод статического предельного равновесия. Кинематическое равновесие рассматривается как равенство работ внешних и внутренних сил на возможных перемещениях, наступившее после полного перераспределения усилий, когда железобетонная конструкция, разделенная на диски линиями излома, становится один раз статически неопределимой. При этом перемещениями для внешних сил являются линейные перемещения конструкции, а для внутренних – угловые скорости поворота дисков вокруг линий излома и осей вращения. Близость железобетона как упругопластического материала к идеализированной схеме Прандтля дает возможность задаваться произвольной линейной скоростью перемещения одной из линий излома и находить угловые скорости всех дисков аналогично методике Кремона для статически неопределимых стержневых конструкций.

Кинематический метод был ранее применен Ю.Н. Мурзенко, А.А. Цесарским и экспериментально обоснован для расчета одноступенчатых фундаментов под колонны.

Кинематический метод предельного равновесия имеет ограниченную область применения, т.к. оценивает только общую, интегральную несущую способность всей конструкции. Однако экспериментальные исследования и опыт эксплуатации статически неопределимых железобетонных конструкций показывают, что последние обладают настолько большими возможностями для перераспределения внутренних усилий, что независимо от местных нагрузок, отличных от средних прочностная фундаментной плиты будет надежно обеспечена условием

$$P \geq \sigma_{\text{ср}} , \quad (1.2)$$

где P – среднее допустимое давление на основание от внешней нагрузки;
 $\sigma_{\text{ср}}$ – среднее допустимое давление на плиту от реактивных давлений.

Кинематический расчет на данном этапе можно применять как проверочный для определения несущей способности фундаментных плит под сетку колонн, рассчитанных другими методами. В качестве основного метода для расчета рабочей арматуры метод может быть применен после экспериментального изучения схем трещинообразования и сравнения расчетной и опытной несущей способности фундаментных плит.

В ранее проведенных исследованиях [94] были установлены закономерности деформаций и разрушения железобетонных плит под колонны на малых моделях. Политов С.И. [54] продолжил изучение влияния масштабного фактора на схему разрушения и предельную нагрузку на квадратные фундаментные плиты с гибкостью 4.

В результате проведенных исследований установлено, что характер трещинообразования и основные условия совместной работы железобетонной плиты и песчаного основания моделируются, однако, с увеличением размеров моделей характер трещинообразования и разрушения становится более сложным, относительные прогибы плиты уменьшаются, относительная несущая способность плиты возрастает.

Бобрицкий Г.М. в [9] излагает результаты испытания железобетонных фундаментных плит на грунтовом основании переменной жесткости. Осадки плиты, испытанной на слое песка линейно переменной толщины, при действии симметричной нагрузки несимметричны относительно поперечной плоскости симметрии плиты. Они значительно выше в зоне песчаного слоя большей толщины. Закономерность осадок плиты в продольном сечении соответствует переменной толщине песчаного слоя. Осадки плиты, испытанной на слое песка постоянной толщины, имеют почти симметричный характер. Форма кривых осадок по мере роста нагрузки, меняется незначительно. Из полученных данных можно сделать вывод, что переменная податливость основания сказывается более существенно на плитах меньшей жесткости. Искривление поверхности плит в зоне передачи нагрузок проявилось в гибких плитах в большей мере, чем в жестких.

Шматков С.Б. [64] сравнивает результаты экспериментальных исследований гибких квадратных плит на песчаном основании с численным решением. Были рассмотрены равновеликие по площади круглые плиты радиусом $R = 40$ см и показателем гибкости по М.И. Горбунову – Посадову равным 1,4 и 2,8. Как показывают экспериментальные исследования С.В. Довнаревича [33] осадка модели фундамента при лотковых испытаниях существенно зависит от начального напряженно-деформированного состояния основания.

Исследования показали, что для нелинейно-упругого основания характер распределения и значения реактивных давлений близки к экспериментальным. Винклерово основание и упругий слой не дают такого приближения к результатам опытов. Для нелинейно-упругого основания характерно

некоторое перераспределение реактивных давлений с ростом нагрузки. При этом давления под центром плиты растут более интенсивно, чем под краями. Эпюры изгибающих моментов при центральном нагружении практически совпадают. При равномерно распределенной нагрузке учет нелинейности деформирования основания значительно снижает изгибающие моменты по сравнению с линейным решением.

Исследования, представленные [64] показывают, что учет физической нелинейности грунта позволяет более точно описать характер напряженно-деформированного состояния основания, как под жесткими, так и под гибкими фундаментами. Это открывает новые возможности при расчете и проектировании фундаментных конструкций, в частности более обоснованно назначать величину среднего давления на грунт.

Исследования на моделях в лабораторных условиях [68] показали, что форма эпюр контактных напряжений подчиняется условиям нелинейного моделирования, т.е. форма эпюр зависит от размеров моделей вследствие влияния пластических деформаций основания. При переменных размерах плит значение коэффициента моделирования зависит от степени влияния пластических деформаций на изменение осадки основания.

На начальных ступенях нагружения изменение размеров плит незначительно влияет на величину значения чисел моделирования.

С увеличением нагрузки наблюдается небольшое уменьшение чисел моделирования с увеличением размеров плит, что вытекает из характера изменения вида эпюр контактных напряжений σ . Числа моделирования гибких плит меньше жестких. При одинаковой интенсивности развития краевых ординат контактных напряжений некоторое различие в распределении напряжений по центральной части эпюры для плит различных размеров незначительно влияет на относительную величину усилий, действующих на плиты [3].

Наиболее близкой работой в данном направлении является работа С.А. Болдырева [18], который выявил количественные и качественные различия взаимодействия систем «гибкий фундамент – основание» и «гибкий фундамент – комбинированное основание». Введение локальных жестких зон из щебня в естественное основание приводит к изменению характера напряженно-деформированного состояния основания и самого фундамента. Выявлена зависимость несущей способности основания, внутренних усилий в конструкции фундамента, деформации фундамента и основания, контактных напряжений от места расположения жестких зон под его подошвой. Введение жестких зон на краях фундамента приводит к увеличению несущей способности песчаного основания на 25–30 % и снижению неравномерности деформаций конструкций фундамента на 80–90 % по сравнению с однородным основанием.

1.2. Методы расчета гибких фундаментов

Проблема расчета конструкций, лежащих на грунтовом основании, в частности гибких фундаментов, имеет большое практическое значение. Она связана с проектированием многочисленных инженерных конструкций и сооружений: аэродромных и дорожных покрытий, фундаментов зданий, шпал и рельсового пути, полов промышленных зданий и др. Большой удельный вес этих конструкций в общем объеме строительства приводит к тому, что всякое уточнение расчета существенно отражается на его стоимости. Конструкции, лежащие на упругом основании, отличаются большим разнообразием; очень разнообразны и грунты, несущие эти конструкции.

При расчете гибких фундаментов совместно с грунтовым основанием применяются две теории (по классификации Н.А. Цытовича):

– **теория местных упругих деформаций**, основанная на гипотезе Винклера-Циммермана.

– **теория общих упругих деформаций**, основанная на гипотезе упругого полупространства.

1.2.1. Методы расчета, основанные на гипотезе местных упругих деформаций

Теория местных упругих деформаций впервые предложена членом Российской Академии наук Н.И. Фуссом в 1798 г. и основана на гипотезе прямой пропорциональности между давлением и местной осадкой:

$$s = \frac{p}{k_s}, \quad (1.3)$$

где s – упругая осадка грунта в месте приложения давления интенсивностью p в рассматриваемой точке;

k_s – коэффициент упругости основания, кН/м^3 , именуемый «коэффициентом постели».

Когда возникла схема линейного распределения давлений, фундаменты не рассчитывались на прочность, и поэтому закон реактивных давлений не имел особого значения. Лишь когда появились гибкие стальные и железобетонные конструкции, вопрос о распределении реактивных давлений стал действительно актуальным, так как от его решения зависело определение изгиба, изгибающих моментов и поперечных сил в конструкциях.. В связи с тем, что предпосылки для расчета гибких балок на сплошном сжимаемом основании были даны Винклером (1867), сам метод расчета гибких фундаментов называют методом Винклера-Фусса, а гораздо чаще гипотезой Винклера.

Из приведенного выражения (1.3) следует, что осадка поверхности основания возникает только в месте приложения давления p , а упругая осадка грунта за пределами нагруженного участка равна нулю.

В действительности на реальном грунтовом основании понижение поверхности наблюдается и за пределами нагруженного участка (рис. 1.3), образуя упругую лунку. Кроме того, коэффициент постели не учитывает размеров подошвы фундамента и не является постоянной величиной для данного грунта.

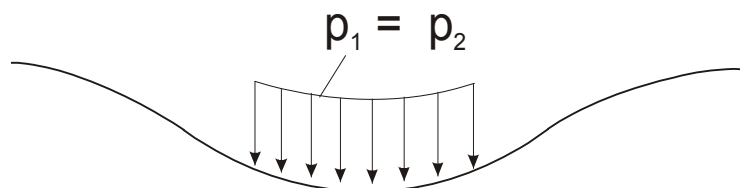


Рис. 1.3. Деформация поверхности грунта основания по теории общих упругих деформаций

Но как показали исследования, данная гипотеза Винклера дает приемлемые результаты только для достаточно «слабых» грунтовых оснований.

Несмотря на отмеченные недостатки метод местных упругих деформаций, на котором базируются расчеты балок и плит на упругом (Винклеровском) основании, позволяя более экономично проектировать гибкие фундаменты с учетом податливости грунтового основания, до сих пор находит довольно широкое применение при расчете ленточных и плитных фундаментов и дает достаточно достоверные результаты, если при выборе величины коэффициенты постели учитывается площадь передачи нагрузки и величина среднего давления на грунт по подошве.

Следует отметить, что широко применяемые на практике программы «Лира» и «Scad» [146] для расчета строительных конструкций включают модуль, позволяющий рассчитывать гибкие фундаменты, базирующийся в свою очередь на методе местных упругих деформаций.

С математической точки зрения модель Винклера является предпочтительной – при постоянных толщине пластинки и коэффициенте постели она приводит к интегрированию дифференциальных уравнений с постоянными коэффициентами.

Серьезным шагом вперед явилась разработка метода начальных параметров, с помощью которого удастся автоматически выполнять условия сопряжения, а из четырех произвольных постоянных интегрирования фактически приходится вычислять только две. Метод начальных параметров к задаче о балке, лежащей на упругом основании, впервые применил Н.П. Пузыревский (1923 г.). Четкую форму методу дал Г.Д. Дутов (1929 г.). Однако широкую известность этот метод получил только после выхода в свет книги акад. А.Н. Крылова (1930 г.).

В ряде последующих работ метод начальных параметров развивался в двух направлениях: путем введения новых вариантов изложения и обоснования метода и по линии расширения области его приложения. А.И. Лурье установил связь метода начальных параметров с операционным исчислением; Л.В. Канторович применил интегралы Стильтьеса. Н.М. Герсеванов и К.С. Завриев применяли функциональные прерыватели, которые связаны с методом начальных параметров. Решение дифференциального уравнения балки на упругом основании с помощью теории интегрирующего множителя было получено С.С. Голушкевичем [40].

Много работ посвящено приложению метода начальных параметров к уравнению четвертого порядка, содержащему слагаемое во второй производной; такие задачи встречаются при изучении изгиба плиты, а также балки на упругом основании с двумя характеристиками. Этим вопросом занимались В.З. Власов, И.В. Урбан и др.

Для очень гибких балок метод начальных параметров приводит к решению в виде разности двух весьма больших чисел и становится практически неудобным. В этом случае целесообразно пользоваться методом компенсирующих нагрузок, которые можно применять и для балок средней гибкости. Этот метод приводит расчет балки конечной длины к расчету балки бесконечно длинной, загруженной кроме заданных нагрузок еще некоторыми дополнительными силовыми или деформационными воздействиями. Метод компенсирующих нагрузок применяли к балке на Винклеровском основании Г.В. Клишкевич и после его, но в другой форме Б.Г. Коренев. Для балки с двумя характеристиками этот метод обобщен Б.Г. Кореневым, а затем П.Л. Пастернаком.

1.2.2. Методы расчета, основанные на гипотезе общих упругих деформаций

Еще в 20-х годах прошлого века, когда расчет по гипотезе Винклера лишь начинал внедряться в проектную практику, Г.Э. Проктором и К. Вигхардом были высказаны замечания о недостатке этой гипотезы и предложены новые предпосылки для расчета балок на упругом основании. Для этого стали использовать решения теории упругости, правомочность чего по отношению к грунтовым основаниям была доказана Н.П. Пузыревским и Н.М. Герсевановым. Чтобы однако, подчеркнуть, что теория упругости применяется с оговорками, принято говорить о работе грунта не как об упругой среде, а как о линейно – деформируемой среде.

Теория общих упругих деформаций основана на гипотезе упругого полупространства, согласно которой основание работает как сплошная однородная упругая среда, ограниченная сверху плоскостью и, бесконечно простирающаяся вниз и в стороны. Деформационные свойства упругой среды характеризуются величиной модуля деформации, который не зависит от величины нагрузки под подошвой фундамента, в отличие от коэффициента

постели. При нагружении такого упругого основания деформации имеют место не только в месте приложения нагрузки, но и за ее пределами (рис.1.3), что и наблюдается под реальными фундаментами.

Деформация упругого основания по теории общих упругих деформаций определяется с использованием решений теории упругости.

Исходными уравнениями деформаций основания в теории общих упругих деформаций являются:

– для случая плоской деформации – решение Фламана

$$s = \frac{P}{\pi C} \ln(x - x_0) + D; \quad (1.5)$$

– для случая пространственной и осесимметричной деформации – решение Буссинеска

$$s = \frac{P}{\pi CR}, \quad (1.6)$$

где s – осадка упругой полуплоскости или упругого полупространства;

P – сосредоточенная сила для случая пространственной деформации;

p – погонная полосовая нагрузка для условий плоской деформации;

$C = \frac{E}{1 - \nu_0^2}$ – коэффициент деформируемости (*упругого*) полупространства;

R, x – расстояния до рассматриваемой точки ограничивающей плоскости;

x_0 – координата точки приложения силы P ;

D – постоянная интегрирования.

Опыт применения данного метода, накопленный при проектировании большого количества ответственных сооружений, показал, что упругое полупространство во многих случаях хорошо моделирует грунтовое основание.

Однако и этот метод имеет определенные недостатки. Основной его характеристикой является модуль деформации. Существующие лабораторные методы не позволяют определять его с достаточной точностью. Испытания грунта в компрессионных приборах дают заниженные значения модуля деформации. Оказалось, кроме того, что модуль деформации имеет различные значения для условий плоской и пространственной деформации.

Кроме того, распределение реактивных давлений по теории упругости обладает существенным недостатком: под краями фундамента они становятся бесконечно большими, чего в опытах не наблюдается, поэтому во многих случаях эта модель основания приводит к завышенным внутренним усилиям (моменты и поперечные силы) в конструкции фундаментов.

Развитием теории расчета балок и плит на упругом полупространстве занимались ученые: Г.К. Клейн, предложивший модель с модулями упругости, изменяющимися с глубиной по степенному закону; Г.Н. Савин предложил рассматривать однородное, но анизотропное полупространство. М.И. Горбунов – Посадов предлагает уточнять модель упругого полупространства, рассматривая влияние объемных сил, вызванных весом грунта. Одновременно предлагались модели, в которых грунт рассматривался как упругий слой (О.Я. Шехтер, К.Е. Егоров, Я.С. Уфлянд) или как двухслойная среда (Б.И. Коган).

Н.М. Герсеванов и Я.А. Мачерет рассмотрели задачу о неограниченной полосе, лежащей на упругой полуплоскости; Б.Н. Жемочкин разобрал случай периодической нагрузки с большим периодом; О.Я. Шехтер, положив, что расстояние между нагрузками стремится к бесконечности, записала решение в интегралах Фурье, интересные результаты получены М.Я. Леоновым, И.Г. Альпериним.

Ряд важных задач о неограниченных балках, лежащих на упругом полупространстве, рассмотрел В.И. Кузнецов. Эта задача является более сложной, и сведение ее к одномерной требует введения некоторых гипотез о распределении реактивных давлений по ширине балки. Исследования в этой области опубликованы А.П. Филипповым, С.И. Мельником, В.Л. Рвачевым, В.А. Флориним, Л.С. Гильманом, Б.Н. Жемочкиным, А.П. Сеницыным, И.И. Черкасовым, Б.Г. Корневым, А.Г. Ишковой, В.С. Кольцовым, И.А. Симвулиди, В.М. Абрамовым, П.Л. Пастернаком, И.Я. Штаерманом и др.

Стремление как-то учесть повышенную деформативность верхнего слоя привело исследователей к введению **комбинированной модели** упругого основания, представляющей систему винклеровских пружин, опирающихся на упругое полупространство. Это важное обобщение принадлежит М.М. Филоненко-Бородичу, В.З. Власову, Н.Н. Леонтьеву, П.Л. Пастернаку, И.И. Черкасову, П.Б. Антоневичу, И.Я. Штаерману, Б.Н. Жемочкину, А.П. Сеницыну, Е.К. Массальскому, С.С. Давыдову, Л.Н. Репникову и в известной степени устраняет недостатки предыдущих двух групп расчетных схем.

1.2.3. Методы расчета, основанные на нелинейной механике грунтов

В последнее время, при расчете гибких фундаментов стали использовать нелинейную механику грунтов [64]. Использование **нелинейных моделей** дает принципиальную возможность для расчета фундаментных конструкций при нагрузках на основания, превышающих установленные СНиП [65] расчетные сопротивления грунтов R .

Следует отметить предложенную И.И. Черкасовым и Г.К. Клейном модель, которая позволяет учитывать отдельно восстанавливающуюся и остаточную деформации грунта и нелинейную связь между напряжениями и

деформациями. Можно упомянуть и нелинейную модель винклера типа (А.С. Григорьев). В.А. Флорин предложил модель грунтового основания, совмещающую решения линейной теории упругости и теории предельного равновесия. Работу по расчету балок, лежащих на упругом основании с учетом пластических деформаций в грунте, проводили М.И. Горбунов–Посадов, И.Я. Штаерман, Г.М. Рейтман, А.Г. Юрьев, Н.Ф. Какосимиди. Последний приближенным образом учитывал одновременно пластические деформации в грунте и в конструкции. Весьма важен учет пластических деформаций в арматуре, эти работы провел Коренев. В основу расчета положено введение дополнительных подобранных специальным образом разрывных решений. Эти работы развили Р.В. Серебряный, М.Н. Ручимский, Ю.Т. Чернов. Последний рассмотрел также полубесконечную плиту с пластическими шарнирами. Следует отметить работу А.П. Синицына, который применял к этим задачам метод Б.Н. Жемочкина.

Очень важны работы, в которых учитывается влияние нелинейных эффектов, связанных с появлением зон пластических деформаций в грунте у контура плиты.

Ряд работ посвящен учету различных вариантов условий контакта. Многочисленны работы по учету явлений отрыва плиты от грунта; эта нелинейная задача рассматривалась в связи с изучением осесимметричной деформации круглых плит Е.Б. Триусом, Е.И. Черниговской, П.И. Шуйским. Данный вопрос связан с изучением влияния начальных зазоров, который также приводит к нелинейным задачам, и с учетом влияния температурных искривлений. В задачах об определении температурных напряжений, наиболее важно рассмотрение задач, относящихся к учету изменения температуры по толщине плиты (работы Л.И. Горецкого, Б.С. Раева-Богословского, И.И. Черниговской). Соответствующие задачи о температурных полях рассмотрели Б.Г. Коренев и Е.И. Черниговская.

Впервые задача о расчете фундаментных конструкций с учетом физической нелинейности была решена Б.Г. Корневым. Деформирование материала балки описано диаграммой Прандтля. Для основания использовались линейно-упругие модели. Таким образом, железобетонная конструкция рассматривается как идеально упруго-пластическая конструкция. Принималось, что изгибающий момент в балке не может превышать значения, при котором напряжения в арматуре достигают предела текучести M_T . Результаты расчетов показали, что предельная по прочности нагрузка в два раза больше той, которая получается в предположении линейного деформирования железобетона. Аналогичные гипотезы приняты Р.В. Серебряным для определения несущей способности бесконечных плит на упругом полупространстве. Теоретическая разрушающая нагрузка хорошо совпала с полученной в опытах В.Д. Попова и И.Н. Толмачева. По линейному расчету разрушающая нагрузка почти в пять раз меньше.

Описанная модель применима прежде всего для расчета железобетонных фундаментных конструкций по прочности. Так как диаграмма Пран-

для весьма условно описывает деформирование железобетона, то при расчетах по второму предельному состоянию имеются определенные в выбранном физическом уравнении погрешности. Жесткопластический вариант этой модели используется для определения несущей способности круглых и кольцевых фундаментных плит методом предельного равновесия.

Методы расчета фундаментов, учитывающие нелинейные деформации, возникающие в железобетоне до образования пластических шарниров, разрабатывались позже многими авторами.

Немировский Я.М. [53] предложил, определять изгибающие моменты из линейного расчета, а затем вычислять по ним жесткость конструкции. Эта жесткость определялась для отдельных сечений по формулам В.И. Мурашева и затем усреднялась по площади плиты. Окончательные усилия находились по этой новой жесткости, а так как она меньше начальной, то усилия, естественно, оказывались меньше, чем по линейному расчету. В примерах, рассмотренных Я.М. Немировским, максимальные изгибающие моменты уменьшались на 30–40 %.

Пеньковский Г.Ф. и Метелюк Н.С., используя модель Немировского Я.М., дополнительно учли ползучесть бетона.

Способ расчета, предложенный Н.М. Немировским, был включен в ряд нормативных документов. Модель Я.М. Немировского была значительным шагом в развитии нелинейных методов расчета железобетонных конструкций, однако она построена на довольно грубых предположениях. Прежде всего это относится к усреднению жесткости по площади фундамента, которое может привести к существенным погрешностям в определении усилий, особенно для фундаментных плит переменной толщины.

Клепиковым С.Н. [38] разработан способ расчета балок отличный от решения [53] тем, что жесткости участков балки вычислялись по формулам СнП, аппроксимированных квадратичной функцией. Кроме того, С.Н. Клепиковым было принято нелинейно-деформируемое основание Винклера типа.

Расчет балки на упругом полупространстве с учетом трещинообразования и ползучести бетона разработан В.М. Бондаренко [19]. Деформирование балки описывалось разработанной В.М. Бондаренко теорией интегрального модуля деформации.

Физические уравнения для железобетонных плит были сформулированы благодаря широким экспериментальным и теоретическим исследованиям, выполненным в НИИЖБ. Этому вопросу посвящены публикации А.А. Гвоздева, Н.И. Карпенко, С.М. Крылова [31, 32, 36, 41] и других авторов.

В работах В.И. Соломина и его учеников [64] решение данной задачи проводится уже с учетом, как нелинейного деформирования железобетона, так и нелинейного деформирования грунта основания. Для описания поведения грунта основания используется деформационная теория пластичности. Физические уравнения для железобетона приняты по гипотезе В.И. Мурашева [50]. Результаты решения показали, что жесткость балки по

длине существенно меняется, а изгибающие моменты, найденные из линейного и нелинейного расчетов, могут отличаться в несколько раз.

Копейкин В.С. [39] использовал модель билинейнодеформируемой-идеальнопластической среды в расчетной схеме оснований изгибаемых плит и штампов, что позволяет выявлять в основании упругую и упругопластическую зоны с неоднородными деформационными свойствами и учитывать повышение модуля деформации по глубине основания. Это составляет базу для разработки адекватной расчетной схемы основания, инвариантной к размерам взаимодействующих с основаниями изгибаемых конструкций.

Болдырев С.А. [18] выполнил численные расчеты, показывающие, что локальное изменение жесткости основания за счет введения щебня под подошвой гибких фундаментов влияет не только на характер распределения контактных напряжений и внутренних усилий в фундаменте, но и способствует уменьшению осадки и неравномерности деформаций гибкого фундамента.

1.2.4. Сопоставление различных методов расчета

В работе В.С. Миронова, С.А. Русановой, Н.Ф. Чертоляса, Б.Н. Берестенева [48] экспериментально исследована работа балок различной жесткости на песчаном основании. Несмотря на то, что среднее давление под подошвой опытных балок во всех случаях больше расчетного давления на грунт, а при второй и третьей ступенях загрузки больше предельной нагрузки [95], зависимость между средней осадкой опытных балок и действующими нагрузками линейная. Признаков разрушения основания и следов выпора грунта на поверхности не наблюдалось. Эти данные позволили произвести сопоставление результатов опыта с расчетами балок аналогичных размеров по программе при различных теоретических моделях грунтового основания, использующих линейную зависимость деформаций от напряжений. В качестве расчетных принимались следующие теоретические модели: модель линейно – деформируемого полупространства, модель гипотезы Винклера, модель Штаермана – Синицина, модель Репникова.

Непосредственно из опытов на всем диапазоне нагрузок были получены эпюры изгибающих моментов, графики изгиба продольной оси и осадок балок различной жесткости. Наиболее близкие к опытным получают значения изгибающих моментов и осадок в том случае, если деформационные характеристики основания вычислены по результатам замеров осадок опытных балок:

$$E_0 = pb\omega(1 - \nu_0^2)/s, \quad (1.4)$$

где p – среднее давление на основание под подошвой балки;
 s – средняя осадка балки от заданной нагрузки;
 ω – коэффициент, зависящий от соотношения сторон штампа;
 ν_0 – коэффициент Пуассона грунта основания.

Использование в расчетах деформационных характеристик, полученных компрессионными испытаниями, дает неудовлетворительные результаты, особенно в части вычисления осадков, которые практически для всех моделей в этом случае получаются примерно в два раза больше измеренных в действительности.

В качественном отношении (рис. 1.4–1.5) эпюры изгибающих моментов и осадков, определенные опытным путем и расчетами, весьма сходны друг с другом. Эпюры изгибающих моментов, полученные расчетами для различных моделей, практически совпадают друг с другом на всей длине опытных балок (рис. 1.5). Для всех расчетных моделей у более гибких балок ($h = 0,009$ м и $h = 0,014$ м) отмечаются моменты отрицательного знака, чего нет в действительности. Приподнятые края гибких балок, наблюдаемое в опытах, имеет место лишь для моделей по гипотезе Винклера и Штаермана – Синицина. Количественно максимальные расчетные значения изгибающих моментов для гибких балок ($h = 0,009$ м и $h = 0,014$ м) совпадают с опытными данными. По мере увеличения жесткости балок расхождение в абсолютных значениях M_{\max} , полученные опытом и расчетом, увеличивается. Наиболее близкие результаты к опытными данным для гибких балок дают расчеты с использованием при вычислении M_{\max} модели линейно – деформируемой среды и модели Репникова. Средние значения осадков наиболее точно отражают модель гипотезы Винклера и наименее – модель Штаермана – Синицина.

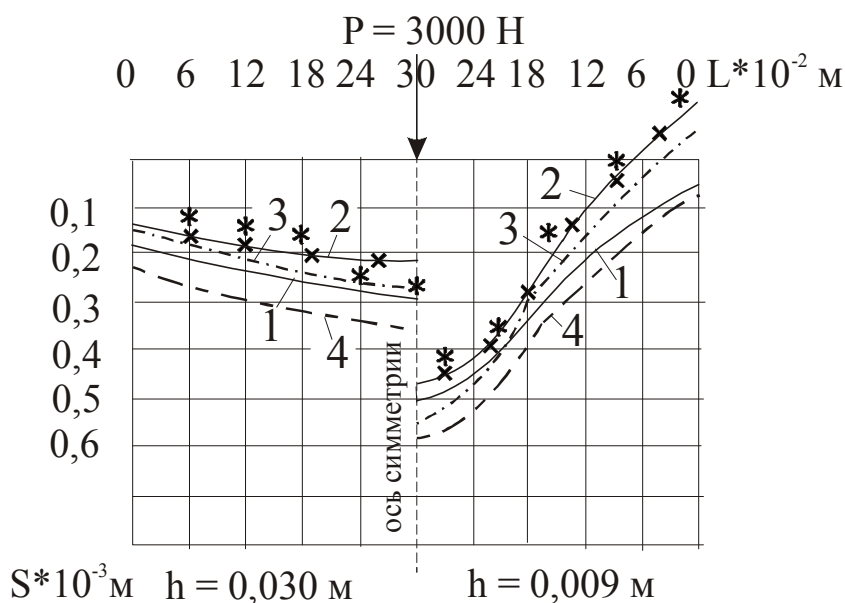


Рис. 1.4. Эпюры осадков для балок разной жесткости:
 * – экспериментальные точки; 1 – модель упругого полупространства;
 2 – модель гипотезы Винклера; 3 – модель Штаермана – Синицина;
 4 – модель Репникова [48]

По сравнению с опытами лучшие результаты значений максимальных осадок для балок любой жесткости дает модель линейно – деформируемого полупространства. Преуменьшенные значения s_{\max} дает модель гипотезы Винклера, преувеличенные – модель Репникова. Видимо для длинных гибких балок при аналогичной или близкой к рассмотренной схеме загрузки для практических расчетов по вычислению M_{\max} и s_{\max} может быть использована любая из представленных теоретических моделей грунтового основания. Наилучшие результаты по этим показателям следует ожидать от модели линейно – деформируемого полупространства. Чем больше жесткость балок, тем больше следует ожидать расхождения теоретических расчетов с опытными данными, особенно в части определения M_{\max} . Распределительную способность грунтового основания, касающуюся определения контактных давлений, по-видимому, лучше всего описывает модель Репникова. При соответствующем подборе численных значений деформационных характеристик моделей возможно получить удовлетворительные результаты не только по определению изгибающих моментов, но и осадок.

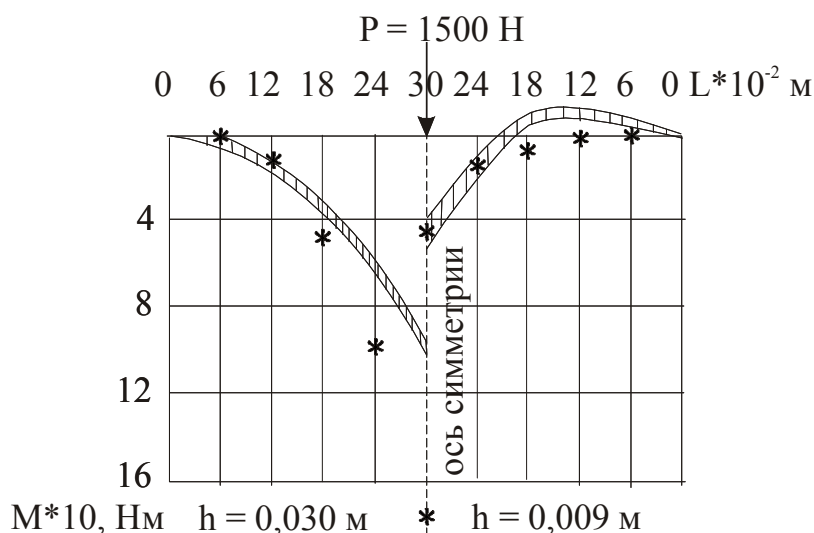


Рис. 1.5. Эпюры изгибающих моментов для балок разной жесткости:
 * – экспериментальные точки;
 /// – полученные расчетом по разным моделям [48]

1.3. Механические свойства армированных оснований

Метод армирования грунта получил в последнее время широкое распространение для создания подпорных сооружений и дорожных насыпей [1, 57, 62, 100, 114, 144 и др.] однако его использование может быть значительно шире. Подробнее этот вопрос рассмотрен в работах [2, 22, 37, 47, 59, 69, 70, 116, 126, 132, 133, 135, 153 и др.]. Армированию грунтовых ос-

нований фундаментов уделяли меньше внимания, хотя эта проблема также актуальна.

Термин «армогрунт» введен во Франции в 1965 г. А. Видалем и запатентован во многих странах мира. Имеющиеся к настоящему времени исследования [2, 69 и др.] подтверждают возможность значительного повышения несущей способности и жесткости грунтовых сооружений путем армирования их различными сетчатыми и сплошными плоскими и пространственными конструкциями. Созданы новые синтетические материалы специально для армирования грунтовых массивов – «геотекстиль» и «геопластик». Имея невысокую стоимость и высокое сопротивление растяжению эти материалы получили широкое распространение в практике строительства. «Армогрунтом» называют любое грунтовое сооружение, имеющее в качестве основного элемента синтетические прослойки. Различны способы армирования: только контактного слоя; горизонтальное, вертикальное и наклонное многорядное армирование одномерными и двумерными элементами; хаотично расположенными синтетическими волокнами различной длины.

Выбор рационального способа армирования зависит от назначения и условий эксплуатации армогрунтовой конструкции, физико-механических свойств и особенностей взаимодействия грунта и арматуры. Практика применения армогрунтов регламентирована только случаями, которые показали достаточную надежность в эксплуатации: гравийными, щебенистыми и песчаными подушками, армированными высокопрочными волокнами, геотекстилями и геопластиками, а также металлическими одномерными элементами и сетками [69].

Армированный грунт создается путем конструктивного и технологического объединения грунтовых слоев и арматуры, способной выдержать значительные по сравнению с грунтом растягивающие усилия. Арматуру подбирают с таким расчетом, чтобы значение коэффициента трения с грунтом было достаточно высокое и, чтобы она обладала устойчивостью против коррозии. Вид арматуры может быть разным (геосетки, геотекстиль, георешетки, геомембраны, геоплиты, геоматы, геооболочки и т.п.), а применяемый материал – весьма широкой номенклатуры: органический, синтетический, металлический и каменный. По сравнению с другими способами укрепления основания при армировании используют готовые, легко хранящиеся и монтируемые элементы; в качестве грунта засыпки используется грунт, имеющийся на месте или легко доставляемый из карьера.

При выборе материала для армоэлементов учитывают его гибкость, прочность на растяжение и устойчивость к коррозии. Вопросы надежности и долговечности конструкций из армогрунта касаются пока только металлических элементов. В зарубежной практике для этих целей обычно используются гальванизированные стержни или стержни из нержавеющей ста-

ли, которая имеет ширину 40–120 мм. Отмечаются возможность и целесообразность использования в качестве материала для армирующих элементов стекловолокна, некоторых отвержденных пластических материалов (например, из стеклянных нитей, покрытых полиэфирной или эпоксидной смолой, возможно усиленных стальными нитями). Предлагается использовать пластик на основе полиэстера или винилэстера и другие материалы. Но эти материалы характеризуются низкой прочностью и высокой деформативностью, хотя имеют ряд преимуществ, связанных с технологией производства работ. В Англии проведены испытания конструкции с использованием стекловолокна в качестве арматуры. В конструкциях из армогрунта, применяемых во Франции, арматура состояла из полосового металла; в некоторых случаях использовались металлические сетки. Чаще всего арматуру изготавливали из гальванизированной стали, иногда из алюминиевого сплава. Предполагается применение нержавеющей стали, содержащий различный процент хрома.

Долговечность конструкций из армогрунта в основном зависит от стойкости арматуры к коррозии. Для строительства их используют неорганические грунты (пески или гравий), которые не являются биологически активными и при прогнозировании могут быть рассмотрены как химически стойкие. Долговечность арматуры зависит от ее химического и электрохимического поведения при контакте с частицами грунта.

Получены результаты влияния плотности и влажности песчаных и глинистых грунтов на их коррозионную способность. Установлено, что коррозия металла (его интенсивность) прямо пропорциональна уменьшению плотности грунта и снижению оптимальной влажности. Изучение коррозионной устойчивости различных материалов позволило установить значения скоростей коррозии в различных грунтовых средах.

Армирующий материал и армированный грунт испытывают на растяжение, разрыв, вырыв, продавливание, фильтрацию, усталость, ползучесть, трение и др.

Особенность армогрунта состоит в том, что можно улучшать механические свойства основного материала – грунта, армируя только те участки, где грунт не способен воспринимать растягивающие напряжения. В основе работы армогрунта лежит наличие трения между грунтом и арматурой. Грунт передает арматуре за счет трения часть усилий, которые в массиве сооружения арматура воспринимает как растягивающие напряжения и как бы придает грунту (в направлении укладки арматуры) дополнительные силы сцепления, прямо пропорциональные прочности на растяжение армирующих элементов.

Высокопроизводительная технология полимерных материалов, в том числе из отходов производств, удобство доставки и применения, необходи-

мые физико-механические свойства и невысокая стоимость predeterminedили широкое применение в строительстве полимерных материалов (табл. 1.1)

Т а б л и ц а 1 . 1

Свойства некоторых зарубежных и отечественных полимерных материалов, применяемых в строительстве [47, 55, 100, 132]

Наименование (марка) материала	Вид исходного сырья	Прочность на растяжение
HDPE	Полиэстер	80 кН/м
WP	Полиэстер	80 кН/м
Bidim	Полиэфир	15 кН/м
Polyfelt TS 60	Полипропилен	18,68 кН/м
TENAX TT 401 SAMP	Полипропилен	80 кН/м
TENAX TT 090 SAMP	Полипропилен	90 кН/м
TENAX TT 060 SAMP	Полипропилен	60 кН/м
TENAX TT 301 SAMP	Полипропилен	65 кН/м
TENAX TT 601 SAMP	Полипропилен	100 кН/м
TENAX TT 120 SAMP	Полипропилен	120 кН/м
TENAX TT 201 SAMP	Полиэтилен	45 кН/м
TENAX LBO 220 SAMP	Полипропилен	20 кН/м
Дорнит-2	Капрон, нитрон	4 МПа
Нитепрошивное полотно: ПН-150 ПН-200	Капрон Капрон	164 МПа/см 209 МПа/см
Ткань техническая: ТЛФ-4 ТЛФ-5-2 ТЛК-200 ТЛК-300-2	Полиэфир Полиэфир Полиэфир, капрон Полиэфир	110 МПа/см 160 МПа/см 200 МПа/см 300 МПа/см
Нетканый волокнистый материал из расплава полиэтилена	Полиэтилен	40 МПа/см
Нетканый материал из расплава поликапроамида	Полиамид	25 МПа/см
Холстопрошивное нетканое фильтровальное полотно	Лавсан	25 МПа/см

1.3.1. Классификация армированных грунтов

Армированный грунт – это неоднородная среда, механические свойства которой зависят как от свойств самого грунта, так и от свойств, размеров, формы, объемной концентрации (содержание включений в единице объема грунта) армирующих включений. Рассмотрим различные способы армирования грунтовых массивов. Грунт, в котором расположена арматура, будем называть *матрицей*, а элементы, которые повышают деформативные и прочностные свойства грунтов – включениями или армирующими

ми элементами. При этом матрица считается однородной, а включения образуют элементы неоднородности [69].

Если размеры включений одного порядка и при этом значительно меньше размеров рассматриваемого массива грунта, такой грунт называют *дисперсно-упрочненным*. К дисперсно-упрочненным относятся включения сферической, цилиндрической или пластинчатой формы. Под сферическим понимается гранулированный синтетический материал или естественный крупнообломочный или крупнозернистый грунт. Цилиндрическую или пластинчатую форму имеют короткие волокнистые отходы синтетической промышленности.

Если один размер включения значительно превышает два других и имеет порядок размера массива грунта, то получим *линейно – армированный грунт*. К линейной относятся гибкая прямолинейная или криволинейная волокнистая и стержневая арматура, длинные железобетонные и бетонные стержни (сваи).

Армирование мембранными, гибкими и жесткими плитными и оболочечными элементами является *двухмерным* армированием. Грунт называют *двухмерно-армированным*. К двухмерной арматуре относятся синтетические и металлические сетки, геотекстиль, бетонные и железобетонные плиты.

Линейная и двумерная арматура может быть различным образом ориентирована в грунтовом массиве. Если все элементы параллельны друг другу, армирование называют *однонаправленным*. При расположении в двух пересекающихся направлениях – *двухнаправленным*. При наличии *n*-семейств пересекающихся элементов – *сетчатым*.

К *трехмерным* армирующим элементам относятся коробчатые тонкостенные синтетические конструкции. При их исследовании получают пространственные армогрунтовые массивы, состоящие из арматурного каркаса, ячейки которого заполнены грунтом.

Если в пространственном распределении армирующих элементов может наблюдаться определенный порядок, то это *регулярная структура среды*. Если включения имеют случайный характер распределения, структуру называют *хаотичной* (беспорядочной). При неравномерном размещении получим *нерегулярную структуру*. Если в пределах исследуемого объема можно пренебречь неравномерностью размещения и условно геометрия структуры может быть отнесена к одному из регулярных типов, то получим *квазирегулярную структуру*.

Если грунтовый массив состоит из чередующихся грунтовых и армирующих слоев, то такое армирование называют *слоистым*. Оно широко используется при возведении земляных сооружений. Армирование осуществляется сплошными полотнищами, сетками, отдельными длинномерными лентами, волокнами.

1.3.2. Контактное взаимодействие песчаных грунтов с армирующими прослойками

Контактное взаимодействие арматуры с грунтом – важнейший фактор, от которого зависит эффективность армирования. Оно зависит от физического состояния поверхности армирующего элемента, структуры грунта в зоне контакта, типа контакта (непосредственного или через граничный слой) и деформативных свойств грунта и арматуры [69]. При этом грунт должен отвечать следующим требованиям: обладать высоким значением угла внутреннего трения, определенным гранулометрическим составом, влажностью, обеспечивающей необходимое трение между грунтом и арматурой, а также технологичностью укладки и уплотнения слоев. Кроме того, грунты не должны химически взаимодействовать с арматурой, чтобы исключить коррозию. При совместном деформировании растяжению или сжатию арматуры от действующих в ней усилий мешает процесс перестройки структуры грунта в зоне контакта, который затрагивает слой матрицы толщиной порядка $8d_a$. При гладком контакте вследствие проскальзывания изменение структуры незначительно и происходит непосредственно вблизи арматуры.

Экспериментальными исследованиями Л.М. Тимофеевой [69], П.Л. Иванова, А.Л. Крыжановским, А.Я. Туровской и др. выявлено, что формирование площадок контакта и структуры у армированного грунта на поверхности армирующих элементов должно протекать так же, как и у неармированного, но с учетом влияния, которое оказывает гладкая или шероховатая поверхность арматуры различной жесткости.

Экспериментальные исследования Тимофеевой Л.М. [69] на приборах прямого среза сопротивления сдвигу по контакту грунта с арматурой показали, что при выдергивании арматуры максимальная величина сопротивления сдвигу ниже, чем при скольжении грунта по арматуре.

В результате испытания [69] на срез речных средней крупности влажных и сухих песков, армированных различной арматурой, сделаны следующие выводы. В случае гладкой синтетической сетчатой арматуры графики предварительного смещения имеют вид с плавным возрастанием смещений и отсутствием упрочнения в зоне контакта с увеличением нормальной нагрузки. При армировании «Дорнитом» плоскость среза проходит в грунте и графики сдвига и предварительного смещения совпадают с аналогичными графиками для неармированного грунта, что является известным.

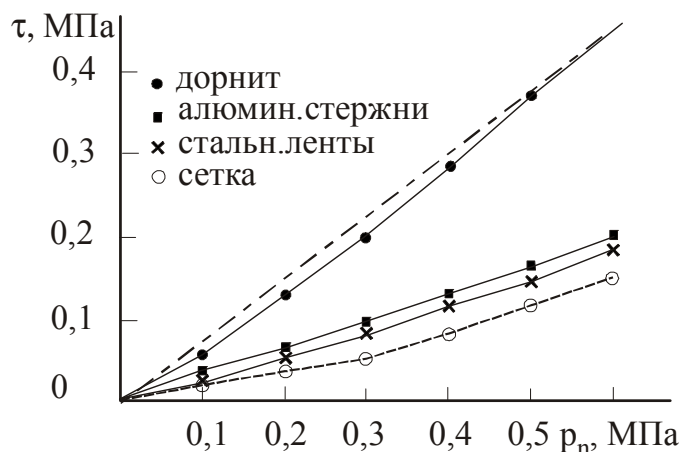


Рис. 1.6. График сдвига для песка средней крупности с различными видами арматуры по опытам Тимофеевой Л.М. [69]

С увеличением нормальной нагрузки p_n и плотности сухого грунта ρ_d коэффициенты трения возрастают. Угол сдвига $\psi = \arctg(\tau/p_n)$ пропорционален ρ_d , что косвенно отражает зависимость от фактической площади касания A_r (она зависит от макро- и микрорельефа поверхностей двух тел и наличия слоя смазки между ними. «Смазка» способствует образованию граничного слоя, разделяющего трущиеся поверхности и образующего непрерывный контакт с ними. Для неармированных песков это явление было исследовано Н.Н. Сидоровым и В.П. Сипидиным [63]. В соответствии с молекулярно-механической теорией трения при постоянстве фактической площади касания A_r с увеличением нормального давления изменяется характер контактного взаимодействия. Это может приводить как к упрочнению, так и к ослаблению фрикционных и адгезионных связей между телами.

Замачивание песка приводит к ослаблению контактного взаимодействия его с арматурой. В опытах трение по стальным гладким лентам при замачивании снизилось примерно на 10–15 %, по Дорниту – на 2–3 % (как и для неармированного песка). Учитывая возможность замачивания песчаных засыпок в реальных условиях, рекомендуется в расчет вводить уменьшенные коэффициенты трения [69]:

$$K_{fw}(p_n) = m_w \cdot K_f(p_n), \quad (1.7)$$

где m_w – коэффициент снижения прочности контакта при насыщении водой, равный 0,8 для металлической и 0,9 для синтетической арматуры;

K_f – коэффициент трения;

p_n – нормальная нагрузка.

Выражение для удельной величины трения покоя песчаных грунтов по армирующим элементам представим в виде [69]:

$$\tau_{\text{пок}} = m_w \cdot K_f(p_n, \rho_d) p_n. \quad (1.8)$$

Трение покоя представляет собой максимальную величину сопротивления сдвигу, соответствующую предельной величине предварительного смещения $\delta_{пр}$. В запредельном состоянии при полном скольжении грунта по арматуре сопротивление сдвигу равно трению скольжения, которое в опытах Тимофеевой Л.М. [69] с грунтовыми массивами для всех видов армирующих элементов оказалось меньше трения покоя. Это означает, что после преодоления трения покоя сопротивление смещению грунта по арматуре уменьшается и начинается ускоренное движение грунта, приводящее почти к мгновенному разрушению.

1.4. Влияние армирования на прочность и деформируемость грунтовых оснований

Армирование оснований – одно из перспективных направлений для усиления слабых, структурно-неустойчивых и сильно сжимаемых грунтов и создания оптимальных конструкций оснований. Армированием можно целенаправленно изменять физико-механические свойства грунта, повысить несущую способность и снизить деформируемость основания, выровнять неравномерность деформаций сооружений за счет перераспределения напряжения в основании, повысить устойчивость оснований при статических и динамических нагрузках. Все это позволяет получить более экономичные конструкции, повысить надежность сооружений, ускорить сроки их возведения без применения дорогостоящих материалов и технологий, что приводит к значительной экономии материальных и трудовых затрат. Подробно вопрос устройства армированных оснований у нас в стране и за рубежом рассмотрен в [2, 21, 37, 69, 115, 116, 126, 133, 153 и др.]. При армировании оснований используются четыре основных конструктивных типа, имеющих свою область применения, свои особенности напряженно-деформируемого состояния и требующие соответствующего подхода к расчету:

- с армированием только верхнего контактного слоя;
- с многорядным армированием горизонтальными прослойками;
- с армированием вертикальными и наклонными одномерными элементами;
- со смешанным армированием двухмерными и одномерными элементами различной ориентации.

Характер разрушения основания при горизонтальном армировании одномерной и двухмерной арматурой и величина предельной нагрузки зависят от уровня расположения первого ряда арматуры относительно подошвы фундамента, прочности арматуры и контакта ее с грунтом, а также от характера заделки арматуры в грунте, что подтверждается эксперимен-

тальными исследованиями несущей способности армированных оснований, проведенными различными авторами [2, 69, 116, 126, 133, 153 и др.].

Наибольшая вероятность разрушений натуральных оснований имеет место в начальный или завершающий периоды эксплуатации. Предельное состояние наступает а арматуре, массиве, по контакту арматуры с грунтом или при сочетании нескольких критериев. Определить возможную реализацию форм отказов или тип системы «грунт – арматура» (последовательным или параллельным соединением элементов) довольно сложно. Необходим анализ напряжено-деформируемого состояния армированного массива от совместного действия нагрузки и внешних неблагоприятных факторов и с учетом предельных величин для напряжений, перемещений, разности перемещений, кренов, деформаций и раскрытия трещин.

При возведении дорожной одежды и земляного полотна на заторфованном основании, устройстве фундаментов малонагруженных зданий промышленных и гражданских сооружений на пучинистых и слабых грунтах армируют обычно только верхний слой основания (рис. 1.7) с целью выравнивания неравномерных деформаций, трансформации контактных эпюр, повышения несущей способности и коэффициента постели оснований. Во всех этих случаях используется двухмерное армирование геотекстилями, геопластиками, металлическими и синтетическими сетками.

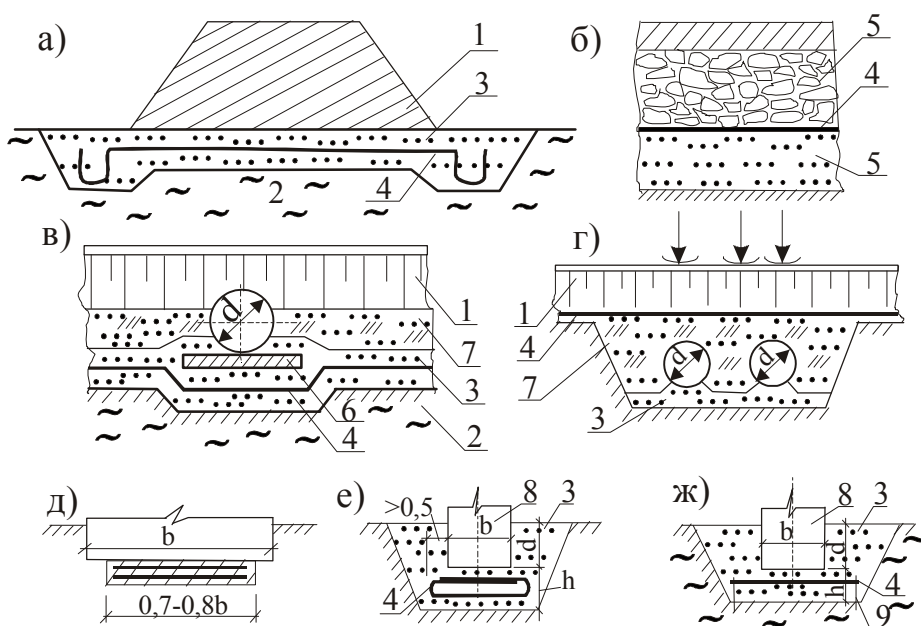


Рис. 1.7. Примеры армирования контактного слоя:

- а – насыпь на слабом основании; б – конструкция дорожной одежды;
- в – бесфундаментная труба на слабом основании; г – насыпь над трубой;
- д – фундамент с промежуточной подготовкой; е – фундамент на пучинистом основании; ж – фундамент на слабом основании;
- 1 – насыпь; 2 – слабое основание; 3 – песчаная засыпка; 4 – армирующая прослойка; 5 – слои дорожной одежды; 6 – теплоизолирующая прослойка;
- 7 – насыпной грунт нарушенной структуры; 8 – фундамент;
- 9 – анкерующие элементы

Применение геотекстилей и геопластиков в дорожном строительстве широко освещено в работах В.Д. Казарновского, А.Г. Полуновского, Б.П. Брантмана, В.И. Рувинского, Ю.Р. Перкова и др., которые впервые внедрили в отечественную практику синтетические нетканые материалы и разработали рекомендации по проектированию и технологии возведения дорожных конструкций с синтетическими текстильными материалами.

Армирование верхнего слоя основания приводит к повышению сопротивления его сдвигу и растяжению, выравниванию напряжений от статических и динамических нагрузок и созданию упругого отпора, снижающего уровень действующих напряжений. Эффективность работы армирующих прослоек зависит от длительности и интенсивности воздействий, жесткости армирующих прослоек и подстилающего слоя, механических и реологических свойств нетканого синтетического материала и подстилающих грунтов, а также условий заделки, глубины и характера расположения прослойки относительно поверхности слоистого основания [69].

Рассмотрим результаты исследования работы геотекстильных прослоек в грунтовом массиве, которые могут быть использованы при проектировании промышленных, гражданских и гидротехнических сооружений.

Л.М. Тимофеева [69] исследовала работу армирующей прослойки в основании из среднезернистого песка плотностью $\rho = 1,64 \text{ г/см}^3$. В опытах использовались жесткие, гибкие, сплошные и ослабленные выточками штампы прямоугольной и круглой формы размерами $120 \times 75 \times 20$, $200 \times 56 \times 10$, $200 \times 200 \times 4$ мм и диаметр штампа $d = 70$ мм соответственно.

Арматура в виде сплошных полос из синтетических материалов и сеток из стальных и алюминиевых стержней укладывалась в верхнем слое основания на различных глубинах. В качестве синтетических материалов были выбраны нетканый материал «Дорнит Ф-2» и клеенка в виде полотнищ размерами 300×200 мм соответственно. Для определения размеров зон взаимодействия алюминиевые стержни (диаметр 2 мм, длина 300 мм) укладывались по всей длине лотка на расстояниях друг от друга в разных опытах от 0 до 10 мм.

Для измерения контактных давлений под подошвой штампов были установлены мездозы мембранного типа. Размеры зон деформирования основания определялись путем замеров смещений цветных прослоек песка, наблюдаемых со стороны прозрачной стенки лотка.

При одномерном армировании алюминиевыми стержнями исследовалось влияние расстояния между стержнями на распределение контактных давлений и развитие контактных деформаций. Стержни располагались на расстояниях a/d : 1; 2; 4; 6; 8 и 10 и h_i/b : 0,1; 0,3; 0,5; 0,7; 1; 1,5. Сплошное армирование невозможно было осуществить, как и в реальных условиях невозможно получить идеальную плоскость соприкосновения стержней друг с другом. Выявив условия эффективной работы стержневой арматуры

для гибкого штампа, аналогичные опыты были проведены с жестким штампом и составной пластиной.

Опыты с «Дорнитом» и клеенкой проводились только для случая армирования контактного слоя. Для создания заземления арматуры, поверх нее отсыпался с уплотнением слой грунта толщиной 1,5 см. В этих опытах проводились измерения контактных напряжений и растягивающих усилий в армирующих прослойках.

1.4.1. Испытания со стержневой арматурой

Основными параметрами, характеризующими работу арматуры в грунте, Л.М. Тимофеевой были выбраны коэффициент постели $c_z = p/s$ (где p – среднее контактное давление по подошве штампа, s – средняя осадка штампа) и зона активного развития деформаций внутри грунтового массива. Чем больше расстояние a_i между стержнями, тем меньше участвуют в работе области основания за пределами штампа, приближаясь к его граням, и незначительно увеличивается глубина активной зоны. Коэффициент постели уменьшается с увеличением a/d . Максимальное значение c_z получено для $a = d$. При $10 \geq a/d \geq 6$ работа арматуры становится малоэффективной, а при $a/d > 10$ практически совсем не влияет на работу основания. Наиболее эффективна ее работа при расстояниях до 2–4 d .

Чем ближе расположена арматура к штампу, тем выше коэффициент постели c_z , причем это увеличение происходит нелинейно. При $h/b > 0,6–0,8$ c_z возрастает незначительно и тем больше, чем меньше расстояние между стержнями. При $0,2 \leq h/b < 0,6$ c_z можно считать линейной функцией (h/b), а в пределах $0 \leq h/b < 0,2$ c_z практически не изменяется.

В процессе нагружения жесткой однорядной арматуры происходит изгиб стержней и при недостаточной пригрузке (или малом заглублении) концы стержней выходят на поверхность. При этом не происходит значительного снижения несущей способности основания, так как фундамент с арматурой и окружающим грунтом образуют новый комбинированный фундамент с криволинейной подошвой, кривизна которой возрастает с увеличением нагрузки, погружением фундамента в грунт и приближением концов стержней к его боковым граням.

При армировании гибкими синтетическими волокнами армирующий эффект проявляется до тех пор, пока растягивающие усилия в них не превысят сопротивления разрыву. Проведенные Тимофеевой Л.М. испытания показали, что базальтовые волокна дают большее приращение несущей способности, чем даже высокопрочные синтетические волокна, за счет высокого коэффициента трения по грунту.

Показатели жесткости t штампов вычислены для неармированных оснований [24] и равны 0,002; 2,5; 39 для стального жесткого и текстолито-

вых гибкого и ослабленного выточками штампов (составная сборная пластина с ослабленными стыковыми соединениями) соответственно.

Армирование приводит к повышению жесткости основания, значительно уменьшению осадки, а также выравниванию ее в тех случаях, когда нагрузка на основание передается неравномерно. Происходит выравнивание и контактных напряжений, и уменьшение отношения c_{zmax}/c_{zmin} . Для составной сборной пластины минимальное значение этого отношения получено при $h/b = 0,2$.

Эпюры контактных давлений p_x и прогибов w качественно подобны эпюрам, полученным М.И. Горбуновым – Посадовым [24] при расчете балок и плит различной жесткости, но имеют более сглаженный и вытянутый характер. Если в случае жесткого штампа эпюры контактных давлений p_x у армированного и неармированного оснований практически совпали и уменьшение осадки произошло только за счет повышения жесткостных характеристик основания, то у гибкого штампа армирование привело к трансформации контактной эпюры за счет сближения жесткостей штампа и основания.

В случае тонкой составной пластины арматура, воспринимая нагрузку и перераспределяя ее на большую площадь, способствует выравниванию прогибов пластины и передачи реактивных усилий на соседний с нагруженной полосой.

В опытах со стержневой арматурой достичь предельной несущей способности (выпора) не удалось. Как при линейном, так и при осесимметричном армировании осадки нарастали постепенно и график зависимости осадки от давления был близок к линейному, пока на поверхности не появились концы стержней, что связано с недостаточной заделкой стержней в грунте и линейным армированием. Двухмерное или сетчатое армирование должно привести к еще большему повышению жесткости [69].

Феофилов Ю.В. в опытах с песчаными грунтами разного гранулометрического состава исследовал влияние их плотности, длины и глубины заложения одномерных (стержневых) элементов на деформативные свойства армированных оснований. Стальные стержни $d = 2$ мм располагались на расстоянии 1,5 см друг от друга на разных уровнях относительно штампа. Длина стержней варьировалась от $2b$ до $5b$. Ширина штампа в опытах равна 8 см. Оптимальной оказалась длина армирующих элементов равная $4b$. Дальнейшее ее увеличение мало влияло на коэффициент улучшения свойств грунта K_s , представляющий собой отношение осадок армированного и неармированного основания по оси штампа при одном и том же давлении, интенсивность влияния L с увеличением давления возрастала. Максимальный армирующий эффект проявлялся при глубине расположения стержней от подошвы штампа $0,4b$ [69].

Феофилов Ю.В. для горизонтального армирования оснований моделей фундаментов в лабораторных опытах использовал проволоку, а в полевых

полосовую стеклопластиковую арматуру. Армирование позволило уменьшить осадки до 30 %, а несущую способность основания увеличить до 70 %.

По данным Jones J.F. и Edwards L.W. [118] независимо от вида армирующих элементов (гладкая сталь, ткани Т-140, сталь с шероховатой поверхностью) оптимальная глубина армирования, соответствующая наибольшей несущей способности, равнялась $0,4b$.

Milovic D. провел [128] лабораторные и полевые эксперименты на армированном песке при $\rho_d = 1,5$ и $1,72$ г/см³ арматурой $5\text{Ø}6$ и $6\text{Ø}12$. Ширина штампа $b = 25$ см. Коэффициенты увеличения несущей способности q_{us} рыхлого основания соответственно, равнялись 1,8 и 4; плотного – 2 и 3,1. Натурные испытания проводились с круглым жестким штампом диаметром 60 см. Основание армировали полипропиленовыми струнами. При двухслойном армировании $5\text{Ø}15$ $q_{us} = 2$, при трехслойном – $q_{us} = 2,4$.

Verma V.O. и Char A.N.R. исследовали [149] несущую способность основания в воздушно-сухом состоянии ($\rho_d = 1,58$ г/см³, $J_d = 0,71$), армированного оцинкованными вертикальными стержнями диаметром 1,7 и 2,51 мм. Опыты проводились в условиях плоской деформации с шероховатыми незаглубленными штампами шириной 100 мм. Стержни (шероховатые и гладкие) устанавливали в четыре ряда по ширине лотка (90 мм). Расстояние между стержнями в продольном направлении изменяли от 10 до 22,5 мм. Одинаковую плотность песка получали путем отсыпания его с постоянной высоты $h_s = 300$ мм над достигнутым уровнем.

Несущая способность основания многократно возрастала при армировании вертикальными стержнями. С увеличением плотности армирования (уменьшения s_r/d_r – отношение расстояния между стержнями к диаметру стержней), шероховатости стержней резко возрастала несущая способность основания. Кривые в координатах $q_{ri}/q_i - s_{ri}/s_i$ (q_i, q_{ri} – давление на неармированное и армированное основание; s_i, s_{ri} – соответствующие осадки) имели параболическое очертание, вогнутое к оси s_{ri}/s_i , с максимумом в пределах 10–20 %.

Huang C.C. и Tatsuoka F. исследовали [115] влияние армирования основания горизонтальными металлическими полосами на величину разрушающей нагрузки. Основанием является воздушно-сухой песок, послойно отсыпанный с высоты 80 см. Плотность армирования оценивалась коэффициентом

$$CR = \omega / (\omega + S_r), \quad (1.9)$$

где ω – ширина армирующих полос; S_r – промежуток между ними (рис. 1.8 в). Во всех опытах происходило разупрочнение основания после достижения пикового значения нагрузки при $S_r = 0,07 \dots 0,15$. При $L > b$ проявляется эффект анкерровки, и как следствие снижались перемещения под подошвой. Применение полос длиной $L > 6b$ оказалось нецелесообразным. С увеличением числа слоев армирования n до 3-х, сопротивление основания возрастало почти пропорционально n (рис. 1.8 б). Величины разрушающей нагрузки

при $D_r = b$ оказались равны для фундаментов, заглубленных на $D_f = D_r = b$. Повышение плотности армирования до 18 % также привело к почти пропорциональному росту несущей способности основания (рис. 1.8 в). Максимальное растягивающее усилие T_{\max} было получено под серединой модели.

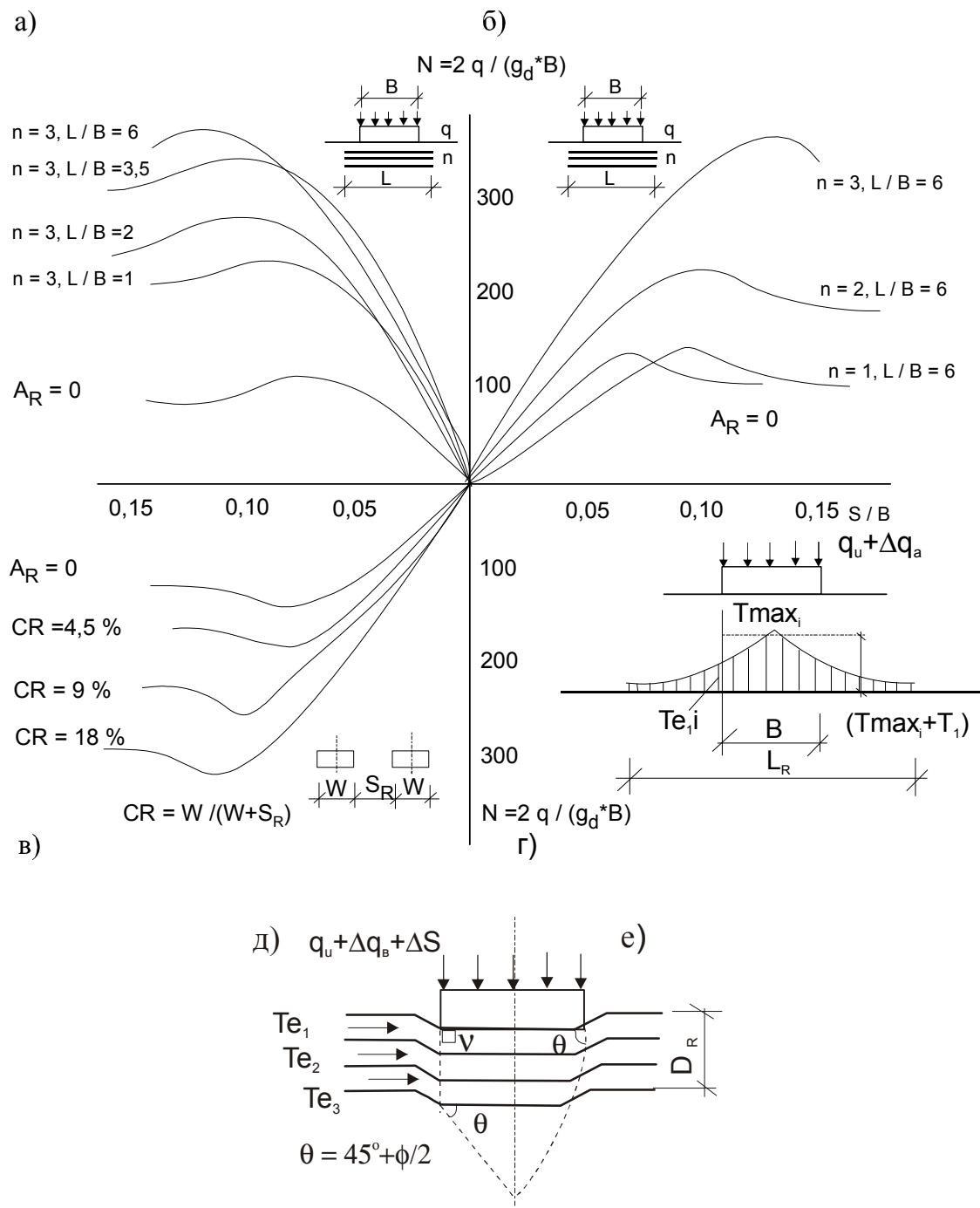


Рис. 1.8. Влияние: а – длины арматуры; б – числа слоев; в – плотности армирования; г – эпюра напряжений; д, е – схемы разрушения [115]

С удалением от середины на ширину штампа в каждую сторону T снижались практически до нуля (рис. 1.8 г). Максимальная величина усилий растяжения T_{\max} была почти одинаковой для всех слоев в пределах глубины $D_r = b$. Разрушение армированного основания принято по линии изгиба

арматуры, проходящей по краям штампа (рис. 1.8 д). Увеличение несущей способности основания заглубленного фундамента объясняется ростом бокового отпора грунта. Нормальные контактные давления по подошве незаглубленного штампа для неармированного основания имели седлообразное очертание. С увеличением глубины армирования возрастали величины разрушающих давлений, и максимум смещался к центру штампа. Так, эпюры давлений при $D_r/R = 0,3$ имели седлообразную форму, а при $D_r/R = 1,5$ – треугольную.

Маhмoud М.А. и Abrebbo F.M. исследовали [125] влияние вертикальной арматуры из алюминиевых полос толщиной 2 мм и шириной 20 мм на несущую способность песчаного основания ($\gamma = 17,85 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 42^\circ$; $J_d = 0,92$; $c_u = 2,513$; $\omega = 0$). С удалением армирующих полос от оси штампа более чем на $3,5d$ несущая способность основания почти не возрастала. Вертикальная арматура сдерживает горизонтальные перемещения частиц грунта. Пластическая область по размерам меньше, чем при неармированном основании. При относительной длине армирующих элементов $x/b = 1$ максимальное значение коэффициента несущей способности достигается при $L/b = 3$. Дальнейшее увеличение длины арматуры не вызывает прироста несущей способности. При $x/b = 2,5$ максимум несущей способности получен для $L = 2$. Коэффициент несущей способности резко снижался при $s/\omega > 2$ в результате падения арочного эффекта. С увеличением угла наклона армирующих элементов от вертикали происходило значительное снижение несущей способности основания.

Феофилов Ю.В. и Залесский М.В. [69] в своей работе привели результаты модельных испытаний дисперсно армированного среднезернистого песчаного грунта. Армирование осуществлялось фибрами из стекловолокна, длина элементов изменялась от 0,03 до 0,25 м. Толщина армированного слоя была принята равной $0,4b$. Исследовали влияние длины волокон, их объемной концентрации и глубины расположения армированного слоя относительно подошвы фундамента на сжимаемость основания, характеризуемую «коэффициентом улучшения свойств грунта» K_p , равным отношению удельных давлений на армированное и неармированное основания при одной и той же осадке. Максимальное значение $K_p = 1,55$ получено при величине объемной концентрации волокон 0,6–0,8, длине 0,1 и глубине залегания от подошвы фундамента $0,35b$.

В опытах Хамдана Фуада Ахмеда [73] армирование глинистого грунта осуществлялось естественными нитями из базальтового волокна (диаметром 0,3–0,5 мм, длиной 0,03–0,1 м) с более высокой жесткостью на изгиб. Грунт ($\omega = 0,21$; $\omega_L = 0,33$; $\omega_p = 0,20$; $I_L = 0,08$; $\gamma = 17,3 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_d = 14,2 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,887$; $f = 24^\circ$; $c = 18 \text{ кПа}$; $E = 14 \text{ МПа}$) укладывали слоями и на определенной глубине высыпали тонкие слабо растяжимые волокна слоями толщиной $0,03 b$ (b – ширина штампа) с высоким сопротивлением сдвигу по контактной поверхности. Для оценки эффективности армирования введен

«коэффициент улучшения свойств глинистого основания», равный отношению вертикального давления к осадке, т.е. p/s . Дисперсное армирование приводит к значительному повышению сопротивления сдвиговым деформациям (до двух раз) и повышению жесткости массива в целом. Произошла трансформация деформированной зоны – нижняя граница ее уменьшилась, и она вытянулась в плане, т.е. армирование способствовало включению в работу большего в плане объема грунта.

1.4.2. Испытания с синтетическими двухмерными армирующими прослойками мембранного типа

Тимофеевой Л.М. [69] приведены результаты двухмерного армирования мембранными геотекстильными прослойками. Исследовалось, кроме определения осадок, размеров активных зон деформирования, напряженно-деформируемое состояние армирующих прослоек и влияние армирования на распределение контактных давлений под штампами различной гибкости. Предельной считалась нагрузка, при которой происходило выдавливание армирующей прослойки на поверхность грунта. Графики зависимости осадки от давления были близки к линейным для всех видов штампов.

Границы активной зоны деформирования оснований раздвинулись в стороны от штампа, увеличив диаметр чаши деформирования в 1,5–3 раза, и приблизились к подошве штампов, уменьшив глубину активной зоны.

Более высокая жесткость основания (табл. 1.2) получена при армировании иглопробивным ворсистым материалом – Дорнитом, хотя его модуль меньше, чем модуль клеенки и алюминиевых стержней. Главным фактором (кроме заделки), обеспечивающим эффективность работы арматуры, является взаимодействие арматуры с грунтом. Поскольку составная пластина закрывала почти полностью поверхность армированного основания, осадка ее оказалась меньше, чем у гибкой пластины небольших размеров. Максимальные значения c_z получены в случае жесткого штампа, как это и следует из общей теории балок и плит на упругом основании и рассмотрено в работе [24].

Т а б л и ц а 1 . 2

Значения коэффициентов постели C_z и относительных размеров зон деформирования L/H [69]

№ п/п	Вид штампа	Параметр	Виды арматуры			
			Без арматуры	Отдельные стержни	Клеенка	Дорнит
1	Гибкий штамп	$C_z, \text{Н/см}^3$	4,4	4,65	4,82	4,94
		L/H	2,045	2,91	1,976	2,38
2	Составная пластина	$C_z, \text{Н/см}^3$	4,37	5,64	5,4	6,88
		L/H	1,273	2,91	2,031	2,034
3	Жесткий штамп	$C_z, \text{Н/см}^3$	4,68	6,39	6,7	7,35
		L/H	0,707	2,91	1,976	1,976

Были проведены исследования напряженного состояния армирующих компонентов для выявления областей наиболее активной работы арматуры и ее заземления (нулевых растягивающих усилий). В осевых сечениях, параллельных длинной стороне штампа, эпюры имеют седлообразный вид для жесткого и гибкого штампов и параболический – для составной пластины. За их пределами на расстоянии b от оси для жесткого штампа эпюра сохраняет седлообразное очертание, для гибкого – приобретает параболический вид. В сечениях на расстоянии $2b$ и более усилия равнялись нулю. В составной пластине по мере удаления от места приложения нагрузкисрастягивающие усилия в арматуре падают. То же получено для сечений, параллельных короткой стороне штампа b . Эпюры во всех случаях имеют параболическое очертание с уменьшением ординат к концам арматуры, однако нулевых значений не получено. Это подтверждает и картина деформирования «Дорнита» при осадке штампа в виде волны, длина которой оказалась близкой к определенной из выражения для гибкой балки на упругом основании:

$$\ell = 2\pi \sqrt{\frac{4EI}{c_z}}, \quad (1.10)$$

где EI – жесткость «Дорнита» с присоединенным слоем грунта;
 c_z – среднее значение коэффициента постели.

Были проведены также испытания оснований, армированных синтетическими и металлическими сетками. При прочих равных условиях эффективной является работа арматуры, имеющей более высокий коэффициент трения по грунту и достаточно гибкой, чтобы обеспечить взаимодействие с окружающим грунтом (табл. 1.3).

Т а б л и ц а 1 . 3

Результаты модельных испытаний [69]

№	Вид армирования	C_z , Н/см ³	S_{max} , см	$P_{пр}$, МПа	Коэфф. трения по грунту	Объемная концентрация арматуры V_{az}/V_{ax}
1	Неармированный грунт	6,6	1,7	0,5	-	-
2	Гладкое сплошное полотно	14,6	0,71	0,8	0,2–0,5	0,17/0,17
3	Синтетический нетканый материал	25,0	0,58	0,8	0,56	0,17/0,17
4	Синтетическая сетка	12,7	0,59	0,8	0,33	0,13/0,13
5	Сетка из металлических стальных стержней с нарезкой	9,6	0,87	0,8	0,28	0,462/0,462

Опыты А. Sridharan и др. [145], проведенные с однослойно армированной синтетическими георешетками прослойкой из плотного песка, подсти-

лаемого сильно сжимаемым слоем из опилок, показали, что основными факторами, определяющими эффективность армирования, являются коэффициент трения арматуры по грунту и расположение армирующих сеток относительно подошвы фундамента, влияние которого особенно существенно при больших значениях нагрузки.

Sakty J.P. и Braje M.D. провели [138] эксперименты на водонасыщенном глинистом основании ($\varphi = 0$; $c_u = 22,5 \text{ кН/м}^2$; $\gamma = 20,13 \text{ кН/м}^3$; $\omega = 0,251$; $\omega_L = 0,35$; $\omega_p = 0,24$; $S_r = 0,96$) в условиях плоской деформации. Основание армировали полипропиленовым геотекстилем. Несущая способность водонасыщенного недренированного глинистого основания возросла до 1,5 раз при армировании слоями геотекстиля. Наиболее эффективная длина слоев геотекстиля составляла $4b$, число слоев, равное трем. Максимальная несущая способность получена при размещении первого слоя геотекстиля на глубине $(0,35-0,4)b$ ниже подошвы штампа. При $d/b = 0,67 \dots 1$ эффективно применять два слоя геотекстиля, $d/b = 0,25 \dots 0,33$ – три слоя. Оптимальное заглубление арматуры $D_{eff} = d + s (n_{sr} - 1)$, где n_{sr} – критическое количество лент, увеличение которого не дает возрастания несущей способности; s – шаг геотекстильных лент.

В 1975 г. Binguet J. и Lee K.L. [101, 102] были проведены модельные испытания по определению несущей способности армированных песчаных засыпок, подстилаемых тремя видами оснований: песчаным однородным слоем, таким же слоем с линзой сильно сжимаемого материала и двухслойным основанием из песчаного армированного грунта, подстилаемого слоем сильно сжимаемого пенопласта. В качестве арматуры использовали ленты гибкой алюминиевой фольги толщиной 0,0013 мм. При испытаниях изменялись глубина расположения первого слоя арматуры по отношению к подошве фундамента и количество армирующих прослоек. Выявлено, что нарушение устойчивости оснований может происходить в результате разрыва армирующих полос, нарушения устойчивости верхнего неармированного слоя основания над арматурой и значительных изгибных деформаций армирующих элементов. Причем, чем глубже расположена арматура, тем большая часть ее длины вовлекается в работу. Предложены формулы для определения растягивающего усилия в армирующей прослойке и нормальной силы, действующей на нее на глубине. В результате армирования получено увеличение несущей способности основания, причем оптимальное количество армирующих прослоек в зависимости от внешней нагрузки изменяется от 4 до 6.

Риссе И., Фоглер Р. и Линде Г. [69] провели экспериментальные и теоретические исследования несущей способности армированных оснований в условиях плоской задачи с моделями фундаментов и с прямоугольными фундаментами размерами 75×150 см. Грунт состоял из смеси среднезернистого песка с шариками полистирола. В качестве арматуры использовали

два типа высокомодульной стеклоткани с различной прочностью на разрыв. Исследовалось влияние геометрии армированного грунта и соотношения модулей грунта и арматуры на характер разрушения основания и растягивающее усилие в армирующих элементах. Подтверждена зависимость характера потери несущей способности оснований от расположения армирующих прослоек. Получено значительное повышение несущей способности и коэффициента постели армированной грунтовой подушки. Наибольший эффект армирования достигается при глубине расположения армирующих элементов до $2b$. Развитие зон предельного равновесия под фундаментом происходит при расположении первой армирующей прослойки на расстоянии от подошвы фундамента более $2/3b$. При меньшей глубине происходит либо разрыв арматуры, либо ее выдергивание. Значительное влияние на несущую способность и усилия в арматуре оказывает взаимное расположение прослоек. При увеличении расстояния между ними вдвое настолько же падает величина несущей способности основания. Оптимальное количество прослоек от 3 до 5. Характер разрушения армированного грунта при достижении предельного состояния соответствует картине потери устойчивости неармированного грунта: непосредственно под подошвой фундамента образуется упругое ядро и происходит выпор грунта. Влияние наклона и эксцентриситета нагрузки такое же, как и для обычных оснований.

Исследованию работы армированных грунтовых подушек и насыпных грунтов были посвящены работы О. Бизимана [69], который рассмотрел три группы оснований: однородный песчаный грунт средней плотности, двухслойный с подстилающим слоем пониженной плотности и песчаный грунт, подстилаемый торфом. В качестве армирующих элементов использовалась полиэтиленовая пленка и металлические полоски 15×1 мм. Опыты проводились в лотке $120 \times 65 \times 55$ см. В качестве пригрузки использовался штамп шириной 100 мм. Длина армирующих прослоек равнялась $4b$, а количество их в разных опытах принималось равным 3, 5 и 7. Укладывались они равномерно по высоте и в плане на расстоянии 25 мм. Штамп устанавливали на поверхности грунта, а заделка армирующих элементов за счет боковой пригрузки осуществлялась уплотнением грунта по сторонам от штампа. В процессе испытаний определялась осадка штампа и при равной ее величине сопоставлялись значения вызвавшей ее нагрузки. Из экспериментов получено, чем плотнее подстилающий слой и прочнее армирующие элементы, тем выше эффект армирования; уплотнение грунта за пределами армирования повышает жесткость основания; больший эффект достигается при армировании верхнего слоя, чем при равномерном по всей толще подушки; оптимальным является армирование при 3–4 рядах арматуры и длине ее от $2b$ до $4b$.

Для исследования эффекта армирования В.Е. Быховцевым [21] предлагается математическая модель работы нелинейно – деформируемого армированного основания, построенная на основе принципа минимума полной энергии системы. Сопоставление результатов моделирования на ЭВМ с результатами более 70 модельных испытаний армированного песчаного грунта при различных параметрах его состава и физического состояния и различной длине арматуры, показало, что армирование позволяет увеличить несущую способность основания в 1,3...2 раза. Для оценки влияния длины армирующих элементов В.Е. Быховцевым было введено понятие «коэффициент улучшения свойств грунта» как функция длины арматуры. Он определяется как отношение удельного давления армированного грунта к этой же величина для неармированного при одной и той же относительной осадке. Наиболее эффективными являются арматурные включения длиной $L = 4b$ и дальнейшее увеличение относительной длины арматуры практически не влияет на величину «коэффициента улучшения свойств грунта».

Внедрение в грунтовый массив материалов, имеющих значительно большую, чем у грунта, прочность на растяжение, повышает его несущую способность в 1,3–2 раза. Повышение несущей способности армированного грунта зависит от длины и глубины заложения армирующих элементов и от плотности грунтового массива. Наибольшее значение коэффициента улучшения свойств грунта достигается при относительной длине арматурных включений, равной четырем ширинам модели фундамента. Дальнейшее увеличение длины арматуры практически не оказывает влияния на несущую способность [21].

Антоновым В.М. [2] под руководством Леденева В.В. проведены комплексные экспериментальные и натурные исследования армированных песчаных оснований при разных видах силового воздействия и способах армирования. В качестве моделей фундаментов использовали металлические штампы $D=100...300$ мм и цилиндрические модели $D = 50...250$ мм, в полунатурных опытах – жесткий квадратный штамп площадью 5000 см^2 . Опыты проводили при центральной и внецентренной, наклонной и вертикальной нагрузке. В качестве армирующих элементов использовали стальные арматурные стержни, полосы и сварные сетки, полосы из пластика, оргстекла, ткани, алюминиевой фольги. Разрушение армированного основания в эксперименте наблюдалось путем выпора грунта над арматурой, проскальзывания арматуры относительно грунта и разрыва арматуры. Вид разрушения зависит от жесткости армирующих элементов, интенсивности армирования, шероховатости арматуры, размеров зоны анкеровки.

Установлены зависимости, оценивающие влияние глубины заложения армирующих элементов, их геометрических размеров, количества слоев армирования, смещения армирующих элементов в случае внецентренного

приложения нагрузки, плотности основания на несущую способность и модуль деформации армированного грунта.

При одноярусном армировании максимальный эффект достигался при длине армирующего элемента $2-2,5b$. Оптимальная глубина расположения армирующих элементов составляла при одноярусном армировании $0,15-0,2b$ от подошвы фундамента, а при двухъярусном при расположении второго слоя на расстоянии $0,15-0,2b$ от первого; дальнейшее увеличение количества слоев армирования малоэффективно.

Повышение плотности грунта засыпки способствовало увеличению площади поверхности контакта грунта с арматурой и эффективности армирования.

В случае внецентренного приложения нагрузки одновременное увеличение эксцентриситета и смещение армирующего элемента в том же направлении приводит к резкому увеличению (в 2–4 раза) несущей способности. Максимальное ее значение наблюдалось при совпадении оси действия силы с центром тяжести армирующего элемента, причем, чем больше значение эксцентриситета, тем эффективнее армирование.

Глубина зоны деформаций армированного основания меньше, чем неармированного. Армирование грунта ($L_s > D$) приводит к ограничению сдвиговых деформаций и выравниванию напряжений под подошвой фундамента. Характер деформаций ниже армирующего элемента такой же, как и под подошвой заглубленного фундамента с шириной подошвы, равной длине арматуры.

Опыты на длительное действие нагрузки (до 100 суток) показали, что не происходило снижения несущей способности основания. Скорость перемещений моделей фундаментов (осадок, крена) в армированном основании была в 1,5–2 раза ниже, чем в неармированном;

1.5. Анализ экспериментальных исследований армированных оснований и постановка задачи собственных исследований

Проектирование оснований зданий и сооружений выполняется в соответствии с требованиями СНиП [65] по двум предельным состояниям по несущей способности и деформациям. Определяющим для большинства проектируемых жилых и промышленных зданий является расчет основания по деформациям. Расчет по несущей способности выполняется лишь в том случае, если сооружение расположено на откосе или вблизи откоса и, если основание сложено водонасыщенными глинистыми грунтами с незавершенной консолидацией ($S_r > 0,85$ и $c v < 10^7$ см²/год).

В общем случае основание необходимо рассчитывать совместно с надземными конструкциями зданий и сооружений.

При расчетах по первой группе ограничиваются величины усилий, при расчетах по второй группе основным ограничением служат предельные деформации.

Основной целью расчета по предельным состояниям является ограничение усилий (по первому предельному состоянию) и деформаций (по второму предельному состоянию), чтобы эти предельные состояния не наступили, то есть была бы обеспечена в дальнейшем возможность эксплуатации здания или сооружения.

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т.п.). При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций проверены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

СНиП [65] рекомендует учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материала конструкции и грунтов основания.

При решении практических задач проектирования фундаментных конструкций возникает необходимость определять напряжения и деформации при нагрузках, соответствующих фазам образования и развития областей сдвига и потери устойчивости основанием. Решения для этого в СНиП нет.

Анализ теоретических работ и экспериментальных исследований показывает, что наиболее полно механизм поведения грунта под нагрузкой с одновременным развитием упругих и пластических деформаций описывают упруго-пластические модели грунта. Аналитическое решение упруго-пластической задачи для сложных краевых условий получить практически не удастся. Однако численные методы и вычислительная техника позволяют получить практически точное решение любого класса задач, как в упругой, так и в нелинейной постановке.

Данные решения позволяют вести проектирование фундаментов исходя из предельно допустимых деформаций зданий и сооружений.

Достоверность численных решений определяется их сравнением с известными аналитическими решениями той или иной краевой задачи или с результатами экспериментов. Но при нелинейном деформировании системы «фундамент – основание» аналитические решения отсутствуют и точность численных решений можно оценить, сравнив их только с результатами экспериментов.

Эти обстоятельства и результаты анализа приведенных выше работ позволяют сформулировать следующие выводы.

Выводы по разделу 1

1. Расчет оснований и фундаментов целесообразно вести в нелинейной постановке по расчетной схеме «фундамент – основание» с использованием численных методов.

2. От вида функции, определяющей закон распределения реактивных давлений по подошве фундамента, зависит точность определения внутренних усилий в гибком фундаменте.

3. Характер распределения реактивных давлений зависит не только от степени развития пластических деформаций, но также и от гибкости фундамента.

4. Метод армирования грунта получил в последнее время широкое распространение применительно к конструированию подпорных стен, дорожных сооружений и как метод усиления оснований жестких фундаментов, но не используется при устройстве гибких фундаментов.

5. Синтетические элементы кроме армирующей функции могут выполнять одновременно функции дренирующих, капилляропрерывающих, гидроизолирующих, защитных, термоизолирующих прослоек.

6. Армирующий эффект зависит от вида и объемной концентрации $K = V_{\text{арм}}/V_{\text{гр}}$ армирующих элементов, особенностей контактного взаимодействия грунта с арматурой, условий заделки за пределами фундамента. Более эффективными являются армирующие относительно гибкие материалы с шероховатой поверхностью или сетки, деформативные свойства которых должны обеспечивать совместную работу их с грунтом.

7. Армирующие элементы должны размещаться с учетом предполагаемых схем разрушения основания в направлении действия растягивающих напряжений.

8. Армированием достигается снижение концентрации напряжений в грунте.

9. Армирование оснований позволяет создать армогрунтовую конструкцию с заданными механическими свойствами, возникает возможность управления механизмом взаимодействия системы «фундамент – основание».

10. Устройство армирующих элементов в верхнем слое основания приводит к повышению жесткости, несущей способности и снижению деформативных свойств основания.

11. По результатам экспериментальных исследований выявлено, что максимальная жесткость основания достигается при одноярусном расположении армирующей прослойки на расстоянии $0,15-0,4b$ от подошвы жесткого фундамента. Максимальная несущая способность достигается при

глубине заложения не более $0,3b$. При двухъярусном армировании при расположении второго слоя на расстоянии $0,15-0,2b$ от первого. Армирующие элементы должны иметь свободную длину за пределами фундамента не менее ширины фундамента. При одноярусном армировании максимальный эффект достигался при длине армирующего элемента $2-2,5b$.

12. В большинстве случаев армирующие материалы вводятся в грунт для увеличения его прочности и в меньшей степени для уменьшения его деформируемости. Однако возможны случаи, когда армирование приводит к уменьшению деформируемости фундаментов и основания. Совместная работа основания, с искусственным изменением его жесткости, и гибких фундаментов практически не изучена и является предметом исследования в настоящей работе.

Учитывая малую изученность вопроса устройства конструкции гибкого фундамента на армированном основании, а также отсутствие надежных методов расчета и практических рекомендаций на проектирование и устройство фундаментов на армированном основании для различных грунтовых условий и типов армирования вопросы экспериментально-теоретической оценки взаимодействия конструкции гибкого фундамента с армированным основанием становятся особенно актуальны.

Постановка задачи собственных исследований

На основании выполненного анализа можно сформулировать следующие задачи собственных исследований.

1. Разработать методику проведения опытов по оценке прочности и деформируемости армированных грунтов.
2. Провести экспериментальные исследования прочности и деформируемости песчаного грунта при различном виде напряженного состояния.
3. Провести комплексные экспериментально-теоретические исследования работы конструкции гибкого фундамента с определением характера деформации систем «гибкий фундамент – естественное основание» и «гибкий фундамент – армированное основание».
4. Оценить влияние армирования на напряженно-деформированное состояние основания гибкого фундамента с использованием МКЭ.

2. ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ ГРУНТОВ

2.1. Прочность грунтов

Под прочностью грунтов понимается их свойство в определенных условиях воспринимать воздействие внешних усилий без полного разрушения [46]. Предел прочности – это такой предел, при превышении которого наступает практически полное разрушение грунта и он не может уже воспринимать прикладываемых к нему усилий.

На рис. 2.1 схематично показаны результаты ряда известных опытов [103] с образцами грунта, которые были испытаны в приборе трехосного сжатия. Типичное деформационное поведение плотного песка и переуплотненной глины подобно кривым 1, изображенным на рис. 2.1, в то время как кривые 2 характерны для рыхлого песка или нормально уплотненной глины. Кривые на рис. 2.1 показывают на существенное влияние начального состояния (уплотнения) грунта, характеризуемого начальным значением коэффициента пористости e_0 для сыпучих грунтов или коэффициента переуплотнения для глинистых грунтов.

Плотный песок и переуплотненная глина имеют более крутой подъем кривой деформирования (меньшую сжимаемость) и большее значение пикового напряжения по сравнению с рыхлым песком и нормально уплотненной глиной. После пика напряжений наблюдается еще большее различие в характере деформирования плотного и рыхлого песка. Рыхлые пески после достижения пикового значения напряжений деформируются практически при постоянном сдвигающем напряжении иногда с небольшим ростом сопротивления сдвигу. Поэтому для описания их поведения при разрушении используется теория деформационно-упрочняющейся среды, в то время как у плотного песка наблюдается падение прочности и их поведение следует описать в рамках моделей разупрочняющейся среды.

Нагрузка соответствующая пиковому значению напряжений, как показано на рис. 2.1, характеризует разрушение грунта или соответствует состоянию исчерпания прочности грунта. Математически это характеризуется одним из условий прочности грунта. При уровне напряжений – меньше пикового значения говорят о допредельном состоянии грунта. Для описания дальнейшего процесса развития разрушения грунта и больших пластических деформаций иногда вводится также термин запредельное состояние грунта. Данному состоянию соответствует правая часть ветви кривой 1 после значения пикового напряжения. При решении некоторых задач, например длительной прочности, используется понятие об остаточной прочности грунта, что соответствует уровню напряжений обозначенному точкой C на рис. 2.1.

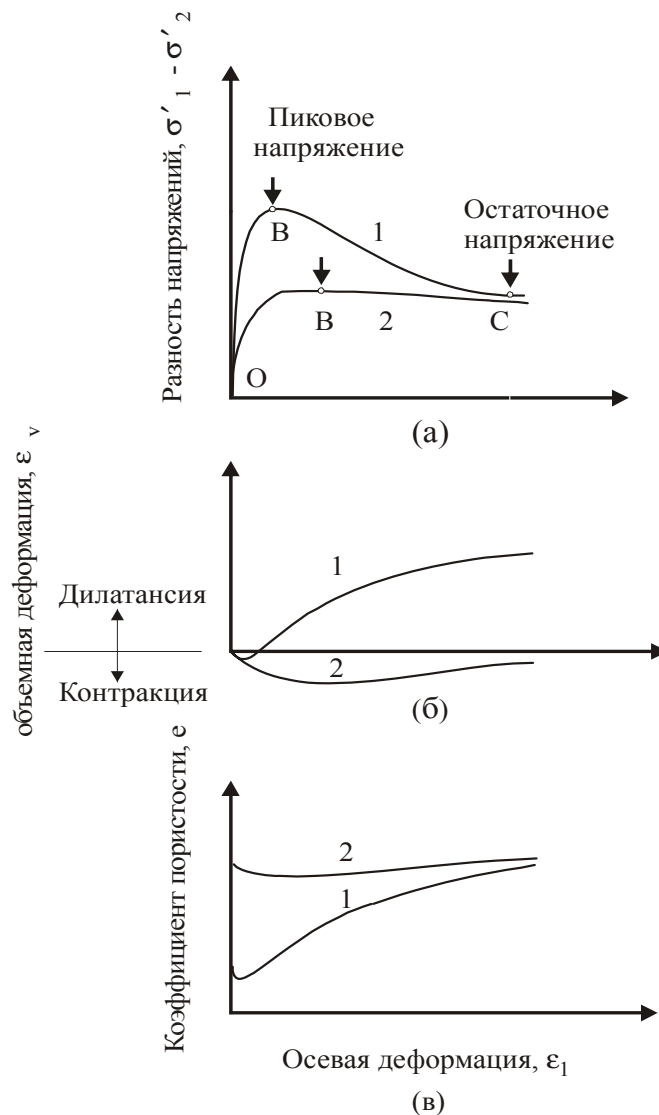


Рис. 2.1. Типичное поведение насыщенных грунтов в условиях дренированных трехосных испытаний:
 1 – плотный песок или переуплотненная глина;
 2 – рыхлый песок или нормально уплотненная глина [103]

Исходя из рассмотренного, при обсуждении дальнейших результатов под термином разрушение или предел прочности будем понимать состояние грунта, соответствующее пиковому уровню напряжений.

Однако при решении задач устойчивости оснований, сложенных плотными песчаными или переуплотненными глинистыми грунтами и возникновении больших деформаций ($> 3...5\%$) необходимо исследовать поведение грунта в запредельном состоянии. В этом случае параметры прочности будут изменяться в пределах от пикового значения до остаточных значений [103].

В связи с тем, что запредельное состояние грунта можно исследовать только в условиях кинематического нагружения этот вопрос в данной работе не рассматривается. Опыты будут проводиться при статическом нагружении, при котором мы получаем только пиковое значение напряжений, которое остается практически постоянным с ростом неограниченных

пластических деформаций. Фактически все получаемые зависимости будут похожи на кривые деформирования рыхлого песка или нормально уплотненной глины, что соответствует кривой 2 на рис. 2.1.

Физические аспекты природы прочности грунтов достаточно полно описаны в работах М.Н. Гольдштейна, Н.Я. Денисова, Н.Н. Маслова, Белого Л.Д., Дудлера И.В., Дуранте В.А. и др. В работе [46] М.В. Малышев детально рассмотрел механизм разрушения песчаного грунта на уровне взаимодействия отдельных частиц. Природа прочности глинистых грунтов исследована значительно менее.

Результаты исследований обобщенные в монографии проф. М.В. Малышева [46] свидетельствуют о том, что прочность грунтов зависит существенным образом от вида напряженного состояния, возникающего в основании при различных внешних условиях силового нагружения. Эта зависимость показана на рис. 2.2 а, б, в, г, д. Из рис. 2.2 видно, что в основании различных сооружений грунт испытывает различные условия силового нагружения от условий простого сдвига (DSS) до условий трехосного сжатия (TS), трехосного расширения (TE) и компрессионного сжатия (CC).

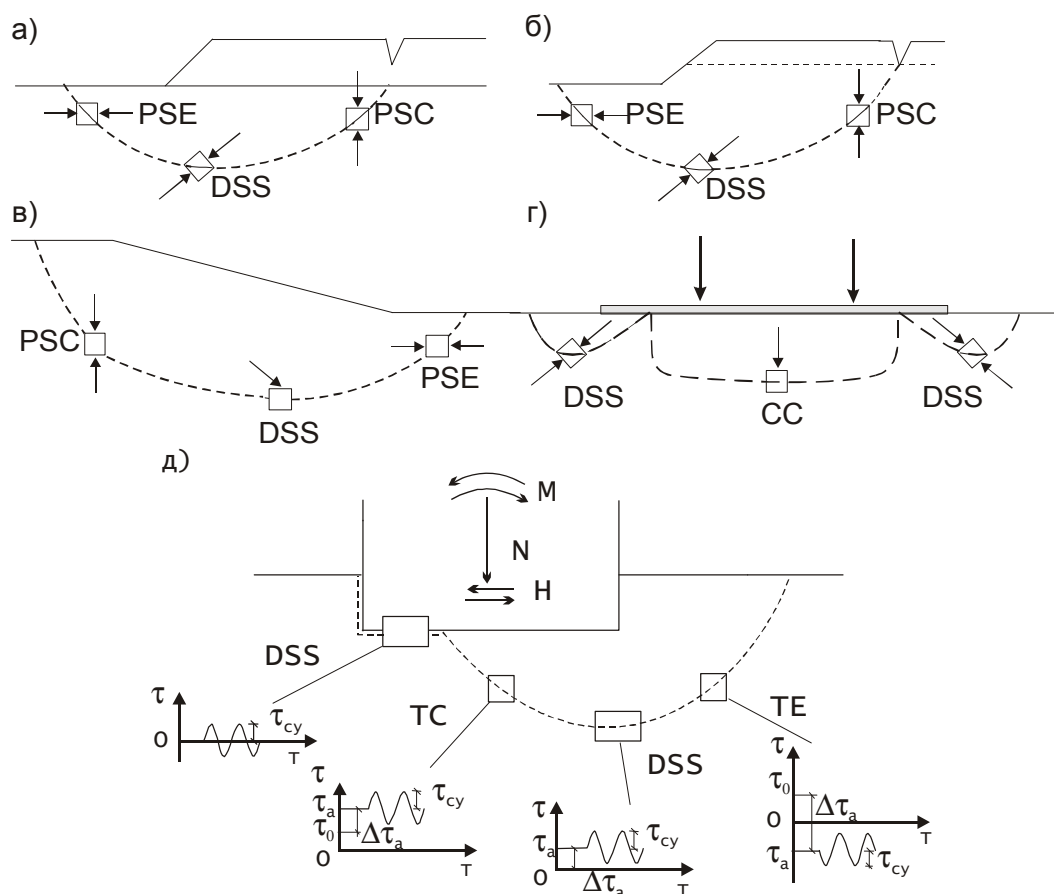


Рис. 2.2. Примеры напряженного состояния в различных точках на поверхности скольжения: а – насыпь; б – выемка; в – откос; г – гибкий фундамент; д – гравитационная морская платформа. PSC – сжатие в условиях плоской деформации; PSE – пассивный отпор грунта (состояние расширения); DSS – прямой сдвиг; TC – трехосное сжатие; TE – трехосное расширение; CC – компрессионное сжатие

Учитывая это, Норвежский институт геотехники рекомендует проводить испытания образцов грунта под действием напряжений реально отвечающих действующим в основании конкретных сооружений (рис. 2.2 д). Для гравитационных платформ, которые подвержены статическим и динамическим нагрузкам образцы грунта должны испытываться при действии циклических сдвигающих напряжений τ_{cy} относительно уровня напряжений от веса грунта и веса конструкции ($\tau_o + \Delta\tau_a$).

В ряде работ М. Randolph [136], К. Karlsrud [119], Wroth С. [151] предлагается использовать испытания на прямой сдвиг, вырезая образцы грунта из основания сооружений под различными углами (рис. 2.2), так чтобы предполагаемая плоскость скольжения находилась в условиях чистого сдвига. Подобные испытания позволяют учесть вращение главных напряжений, которое наблюдается в процессе изменения напряженного состояния оснований.

В действительности, испытания на прямой сдвиг более просты и дешевле по сравнению с трехосными испытаниями. На практике обычно рекомендуется интерполировать значения недренированной сдвиговой прочности для различных участков поверхности скольжения из испытаний на трехосное сжатие, прямой сдвиг и трехосное расширение. Далее, вводя весовые коэффициенты для заданной геометрии поверхности скольжения, предлагается использовать соответствующие значения прочности в предельном анализе.

2.2. Условия прочности грунта

Условия прочности используются в механике грунтов при решении ряда практических задач, таких как: устойчивость откосов и подпорных стен, несущая способность фундаментов, предельное давление грунта на конструкции заглубленные в грунт и др.

К настоящему времени известно более *двух десятков* условий прочности, разработанных для описания поведения глинистых и песчаных грунтов. Обзор известных условий прочности приведен в работах [20, 46, 105, 140]. Согласно классификации, предложенной Chen W.-F. [105], все условия можно подразделить на *одно параметрические* и *двух параметрические* модели. К одно параметрическим моделям относятся условия прочности Треска, Мизеса, Lade, Duncan [121]. К двум параметрическим моделям относятся условия предложенные Мором-Кулоном, Drucker – Prager [109], Lade P. [122], М.В. Малышевым [46] и др. После публикации Chen W.-F [105] прошло более 30 (с 1984 г.) лет. За это время были предложены другие условия прочности или модели грунта, которые можно назвать *многопараметрическими* [35 и др.]. В наиболее сложные из них входят до 6 независимых параметров, определяемые из очень сложных и дорогостоящих опытов.

Несмотря на подобное многообразие введенных условий прочности на практике применяются лишь несколько из них. Это в первую очередь условие прочности Мора-Кулона, Саp – модели [106, 130] и *многоповерхностные* модели (Prevost, 1977, 1985; Dafalias, 1985). Более сложные, последние две группы моделей грунта не позволяют получать решения в аналитическом виде, поэтому они используются в нелинейной механике и численном решении задач.

Перед рассмотрением условий прочности приведем ряд необходимых сведений из механики сплошной среды.

2.3. Инварианты напряжений

Условия прочности изотропных материалов, являющиеся функцией напряжений, должны быть инвариантны для различных напряженных состояний, т.е. не зависеть от выбора координатной системы, в которой определены напряжения. Одним из способов представления таких функций является использование главных напряжений σ_1 , σ_2 и σ_3 . Таким образом, общая функциональная форма условия прочности может быть записана в виде

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0. \quad (2.1)$$

В общем, трехмерном случае функция прочности имеет очень сложный вид. Более того, ее трудно представлять геометрически и объяснять физически. Поэтому используется более простой путь представления условия прочности, применяя различные комбинации инвариантов напряжений. Как пример могут быть использованы три главных инварианта I_1 , I_2 и I_3 тензора напряжений σ_{ij} . Взамен этого можно использовать также различный набор независимых инвариантов J_1 , J_2 и J_3 (где J_2 и J_3 второй и третий инварианты тензора девиатора напряжений, s_{ij}). В частности было обнаружено, что эти три последних инварианта больше подходят для геометрического и физического представления условия прочности.

Напряженное состояние в любой точке внутри грунта полностью определяется компонентами тензора напряжений σ_{ij} . По определению касательные напряжения, связанные с главными направлениями равны нулю.

Таким образом, для главных направлений, n_{ij} мы имеем

$$(\sigma_{ij} - \sigma \delta_{ij})n_i = 0, \quad (2.2)$$

где $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ – символ Кронекера.

Уравнение (2.2) представляет собой набор трех однородных линейных уравнений для каждого из направлений n_1 , n_2 и n_3 . Этот набор уравнений имеет решение, если только его определитель стремиться к нулю

$$|\sigma_{ij} - \sigma \delta_{ij}| = 0. \quad (2.3)$$

Раскрывая определитель, получаем следующее кубическое уравнение для трех главных напряжений:

$$\sigma^3 - I_1 \sigma^2 + I_2 \sigma - I_3 = 0, \quad (2.4)$$

где инварианты тензора напряжений I_1 , I_2 и I_3 определяются как:

$$\begin{aligned} I_1 &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma, \\ I_2 &= \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1, \\ I_3 &= \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3. \end{aligned} \quad (2.5)$$

Тензор, у которого первый инвариант равен нулю, называется девиатором и представляет состояние чистого сдвига. Инвариантами девиатора напряжений являются величины:

$$\begin{aligned} J_1 &= 0, \\ J_2 &= [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]/6, \\ J_3 &= (\sigma_1 - \sigma)(\sigma_2 - \sigma)(\sigma_3 - \sigma), \end{aligned} \quad (2.6)$$

где $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$.

Главные напряжения выражаются через инварианты следующим образом:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{I_{2,D}} \cos\left(\theta - \frac{\pi}{3}\right) + \frac{I_{1,T}}{3}; \\ \sigma_2 &= \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{I_{2,D}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{I_{1,T}}{3}; \\ \sigma_3 &= -\frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{I_{2,D}} \cos\theta + \frac{I_{1,T}}{3}. \end{aligned} \quad (2.7)$$

Угол θ определяет направление касательного напряжения $\tau_{\text{окт}}$, действующего в октаэдрической плоскости:

$$\theta = \frac{1}{3} \arccos \left[-\frac{3\sqrt{3}I_{3,D}}{2I_{2,D}\sqrt{I_{2,D}}} \right] \quad (2.8)$$

и изменяется от $\pi/3$ (чистое растяжение) до 0 (чистое сжатие). Он связан с главными напряжениями зависимостью

$$\operatorname{tg}\theta = -\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3) / (2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2). \quad (2.9)$$

Октаэдрические нормальное $\sigma_{\text{окт}}$ и касательное $\tau_{\text{окт}}$ напряжения действуют на плоскости равнонаклоненной к каждой из осей главных напряжений и определяются через инварианты следующим образом

$$\sigma_{\text{окт}} = 1/3 I_1 = \sigma \text{ и } \tau_{\text{окт}} = \sqrt{2/3} J_2. \quad (2.10)$$

Таким образом, альтернативным вариантом инвариантам напряжений I_1 , J_2 и J_3 являются $\sigma_{\text{окт}}$, $\tau_{\text{окт}}$ и θ . Очевидное преимущество данной замены состоит в возможности физической интерпретации инвариантов напряжений. Применяя октаэдрические напряжения, мы рассматриваем предельное состояние грунта на плоскости, что более наглядно по сравнению с использованием инвариантов напряжений, которые характеризуют напряженное состояние в точке.

Применение октаэдрических напряжений взамен инвариантов имеет еще одно преимущество, которое выражается в следующем. Для определения главных напряжений необходимо решить кубическое уравнение (2.4), что значительно сложнее, чем использование зависимостей (2.7) из которых легко могут быть найдены главные напряжения.

Для характеристики напряженного состояния часто вводится параметр μ_σ , определяемый выражением

$$\mu_\sigma = (2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3). \quad (2.11)$$

2.4. Геометрическое представление напряженного состояния и инвариантов

Напряженное состояние в какой-либо точке P (σ_1 , σ_2 , σ_3) может быть представлено геометрически в пространстве главных напряжений соответствующими значениями их координат (рис. 2.3). Поэтому вектор \mathbf{OP} нагляднее представляет напряженное состояние, чем сама точка P .

Два любых напряженных состояния на точке P , которые различаются положением их главных осей, но не по величине главных напряжений могут быть представлены одной и той же точкой. Это обстоятельство свидетельствует о том, что в подобном пространстве напряжений главным является геометрия напряженного состояния, а не его ориентация по отношению к материальному элементу. Для изотропных материалов условие прочности должно быть инвариантной функцией напряженного состояния и это условие может быть представлено как поверхность в пространстве напряжений.

На рис. 2.3 прямая линия ON , которая равнонаклонена по отношению к трем координатным осям называется гидростатической осью. Каждая точка на этой оси соответствует гидростатическому напряженному состоянию $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Единичный вектор \mathbf{e} вдоль этой оси определяется как $\mathbf{e} = (1/3)(1,1,1)$. Плоскости перпендикулярные к гидростатической оси называются девиаторными плоскостями, а девиаторная плоскость $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$, которая проходит через точку O начала пространства главных напряжений называется π -плоскостью. Любая точка напряжений на π плоскости представляет состояние чистого сдвига.

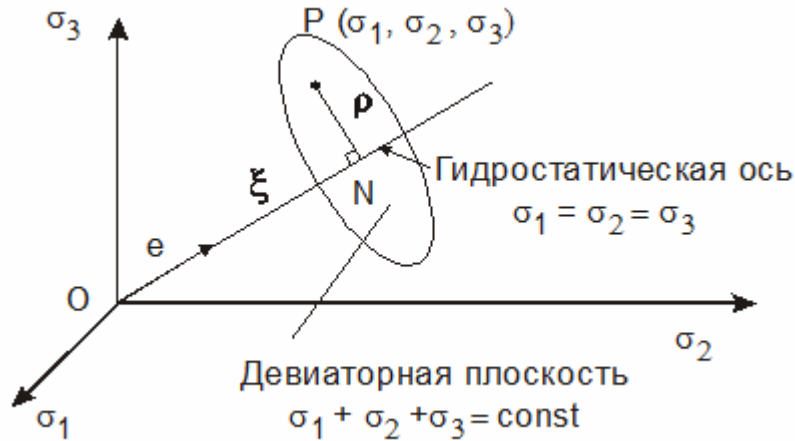


Рис. 2.3. Геометрическое представление напряженного состояния в пространстве главных напряжений [108]

Напряженное состояние, соответствующее вектору **OP** на рис. 2.3 может быть разложено на две компоненты. Первая компонента **ON** вдоль гидростатической оси и вторая компонента **NP** в девиаторной плоскости перпендикулярно гидростатической оси. Длины ξ и ρ векторов **ON** и **NP**, соответственно определяются

$$\begin{aligned}\xi &= 1/\sqrt{3} I_1 = \sqrt{3} \sigma_{\text{окт}} = \sqrt{3} \sigma; \\ \rho &= \sqrt{2J_2} = \sqrt{3} \tau_{\text{окт}} = \sqrt{5} \tau,\end{aligned}\quad (2.12)$$

где σ и τ средние значения нормального и касательного напряжений определяемые из:

$$\begin{aligned}\sigma &= 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 1/3 I_1; \\ \tau &= 1/\sqrt{15} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2}.\end{aligned}\quad (2.13)$$

Таким образом, ξ и ρ определяют гидростатическую и девиаторную часть, соответственно, напряженного состояния представленного вектором **OP**.

На рис. 2.4 координатные оси $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ перенесены на девиаторную плоскость. Угол θ на этом рисунке измеряется от положительного направления оси σ_1 к вектору **NP**. Этот угол определяется из выражения

$$\cos \theta = (2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3)/2\sqrt{3} \sqrt{J_2} \quad (2.14)$$

и изменяется в интервале от 0 до 60° .

Основываясь на различных приведенных соотношениях поверхность разрушения $f = (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ или $f = (I_1, J_2, J_3) = 0$ можно представить геометрически через ξ, ρ и θ (рис. 2.2) или через $\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}}$ и θ .

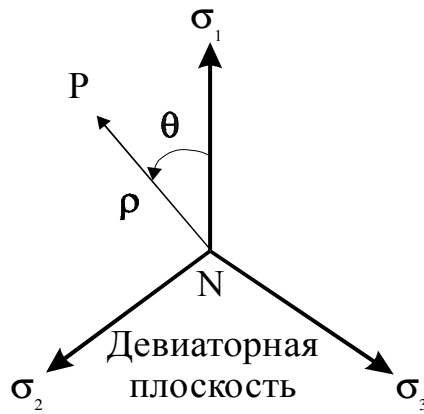


Рис. 2.4. Представление напряженного состояния и координатных осей $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ в девиаторной плоскости [108]

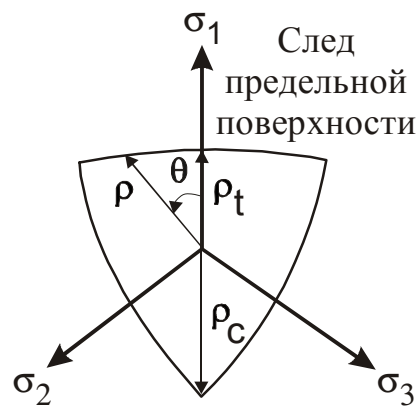


Рис. 2.5. Форма поверхности разрушения в девиаторной плоскости [108]

Общую форму поверхности разрушения в пространстве главных напряжений лучше представить при помощи двух сечений: девиаторной плоскостью и меридианальной плоскостью (рис. 2.5). Сечение девиаторной плоскостью при произвольном значении инварианта $\xi = \text{const}$ показывает поперечную форму поверхности разрушения (рис. 2.5) или ее след в девиаторной плоскости. Сечение меридианальной плоскостью при $\theta = \text{const}$ показывает очертание поверхности разрушения между осью гидростатического давления и поверхностью разрушения.

Вследствие того, что поверхность разрушения, как правило, симметрична относительно гидростатической оси, то в опытах ограничиваются исследованиями в секторе $0 < \theta < 60^\circ$.

2.5. Условия прочности в инвариантах напряжений

Наиболее простым из известных является условие прочности, сформулированное в 1773 году Ш. Кулоном, которое с использованием метода Мора можно представить в виде

$$(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \text{сctg } \varphi) = \sin \varphi, \quad (2.15)$$

из которого видно, что величина промежуточного главного напряжения σ_2 не влияет на прочность грунта.

С использованием этого условия прочности разработана теория предельно-напряженного состояния сыпучей и связной среды и ее приложение к решению ряда инженерных задач [46].

В инвариантах напряжений I_1 , J_2 и Θ условие прочности (2.15) может быть представлено в виде:

$$f(I_1, J_2, \Theta) = -I_1 \sin \varphi + \left(\frac{3(1 + \sin \varphi) \sin \Theta + \sqrt{3}(3 - \sin \varphi) \cos \Theta}{2} \right) \sqrt{J_2} - 3c \cos \varphi = 0; \quad (2.16)$$

$$f(\xi, \rho, \Theta) = -\sqrt{6}\xi \sin \varphi + \left(\frac{3(1 + \sin \varphi) \sin \Theta + \sqrt{3}(3 - \sin \varphi) \cos \Theta}{2} \right) \rho - 3\sqrt{2}c \cos \varphi = 0. \quad (2.17)$$

В пространстве главных напряжений условие Мора-Кулона представляет неправильную гексогональную пирамиду, как показано на рис. 2.6.

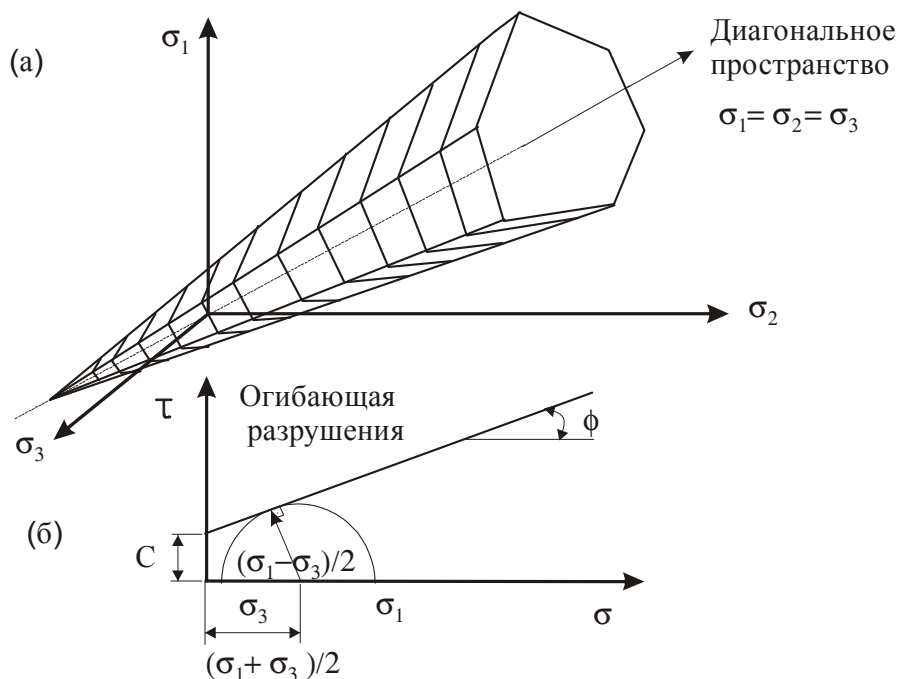


Рис. 2.6. Условие прочности Мора-Кулона: а – в пространстве главных напряжений и диаграмма Мора; б – диаграмма Мора в плоскости главных напряжений [108]

На рис. 2.7 а показано семейство поперечных сечений поверхности разрушения Мора-Кулона для различных значений φ . На рис. 2.7 б приведены огибающие поверхности разрушения при сжатии и расширении (сжатие $\theta = 0$ и расширение $\theta = 60^\circ$). Трехосное напряженное состояние вдоль траекторий TC ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) и TE ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$) приводит к разрушению на меридианах сжатия и расширения, соответственно.

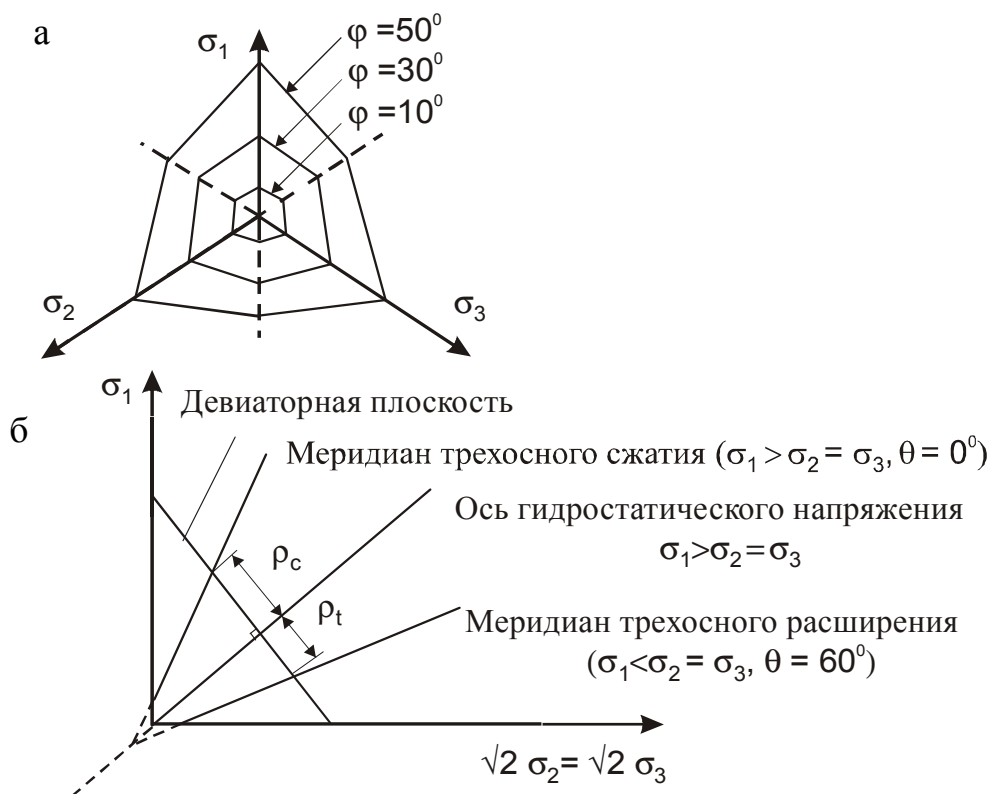


Рис. 2.7. Семейство поверхностей разрушения Мора-Кулона в девиаторной (а) и трехосной (б) плоскостях [108]

Условие прочности Мора-Кулона не отражает реальное поведение грунтов. Во-первых, в него не входит промежуточное главное напряжение и, следовательно, оно не влияет на прочность грунтов, что противоречит результатам опытов с образцами грунтов. Во-вторых, очертание огибающих поверхности разрушения в меридианальной плоскости не является прямой, а имеет кривизну, которая зависит от гидростатического давления.

Поэтому в грунтах, особенно при небольших значениях среднего напряжения, угол внутреннего трения зависит от его величины. Это условие особенно неудобно при численном решении трехмерных задач, так как наличие углов на поверхности (отсутствие гладкости) усложняет решение. Однако это условие широко применяется на практике главным образом из-за его простоты и приемлемой точности при решении конкретных инженерных задач.

В 1952 году Drucker и Prager [109] предложили условие прочности используя условие Мизеса, но учитывающее влияние среднего напряжения на прочность грунтов

$$f(I_1, J_2) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - \kappa = 0, \quad (2.18)$$

где κ и α параметры, определяемые экспериментально. Эти параметры связаны с параметрами прочности Мора-Кулона

$$a = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 \pm \sin \varphi)}; \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 \pm \sin \varphi)}. \quad (2.19)$$

В последних выражениях знак «-» вводится в случае приведения условия прочности Друкера – Прагера к Мору-Кулону при испытаниях по траектории сжатия, т.е. когда $\theta = 0^\circ$, и знак «+», когда сопоставляются результаты испытаний по траектории расширения при $\theta = 60^\circ$.

Поверхность прочности в пространстве главных напряжений показана на рис. 2.8 а. Эта поверхность является правильным круговым конусом с пространственной диагональю, на которой выполняется условие $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. След этой поверхности в меридианальной плоскости ($\theta = \text{const}$) и девиаторной плоскости показан на рис. 2.8 б и в.

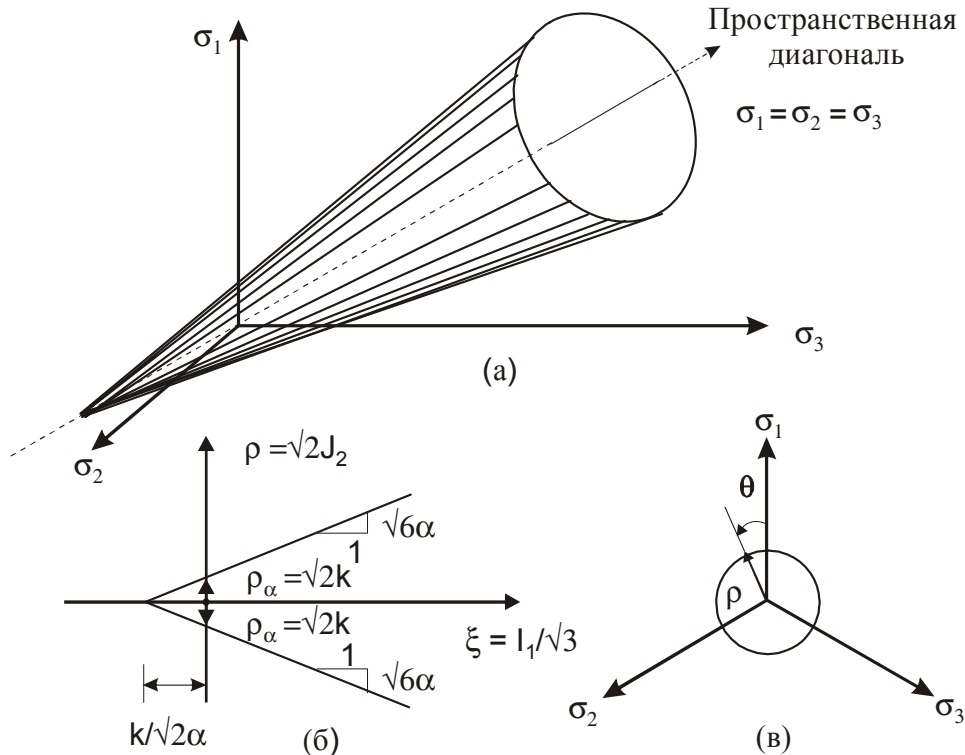


Рис. 2.8. Условие прочности Друкера–Прагера – поверхность разрушения и ее следы на меридианальной и девиаторной плоскостях: а – пространство главных напряжений; б – меридианальная плоскость ($\theta = \text{const}$); в – девиаторная плоскость [108]

Это условие более удобно при численном решении, так как имеет гладкую поверхность. Как видно из рис. 2.9 поверхность прочности Мора-Кулона находится между двумя поверхностями Друкера – Прагера, которые построены по значениям φ , найденным из опытов по траекториям нагружения ТС и ТЕ, соответственно. Поэтому, если использовать условие прочности Друкера – Прагера, то при определении параметров α и k необходимо точно знать, какое напряженное состояние возникает в основании (грунте), так как они зависят от его вида (см. рис. 2.2).



Рис. 2.9. Критерии разрушения в девиаторной плоскости [108]

2.6 Траектории нагружения и их влияние на прочностные свойства грунтов

При описании поведения грунтов с использованием математического аппарата теории пластичности принято различать нагружение и разгрузку. Нагружением называется процесс, при котором происходит нарастание пластических деформаций, а процесс, сопровождающийся уменьшением упругой деформации при неизменной пластической деформации, накопленной при нагружении, называется разгрузкой. Нагружение может быть

простым и сложным. Простое нагружение характеризуется тем, что появляющиеся в произвольной точке грунтовой среды компоненты тензора напряжений возрастают при нагружении пропорционально одному общему параметру. Поэтому при простом нагружении направления главных напряжений и соотношения между ними не меняются и, в частности параметр вида напряженного состояния μ_σ остается постоянным. При сложном нагружении направления главных напряжений и взаимоотношения между ними могут изменяться различным образом.

Совокупность значений, принимаемых тензором напряжений в рассматриваемой точке среды в процессе изменения внешних нагрузок, определяет путь или траекторию нагружения среды в данной точке. Траектория характеризует процесс изменения напряжений. Геометрически путь нагружения принято представлять кривой в координатах, являющихся инвариантами напряженного состояния.

В настоящее время большинство испытаний образцов грунта проводится в приборе трехосного сжатия, который иногда называется стабилометром. Опыты проводятся с цилиндрическими образцами грунта в условиях осесимметричного напряженно-деформированного состояния при нагружении главными напряжениями σ_1 и $\sigma_2 = \sigma_3$. Поэтому в стабилометре можно изучить поведение грунта только в ограниченном ряде возможных траекторий нагружения. Кроме того, конструктивные особенности данного прибора вызывают при нагружении образцов грунта возникновение неоднородной деформации, что впервые было отмечено, по всей видимости, в работе [141]. На этом явлении мы остановимся более подробно несколько ниже.

Развитие механики грунтов потребовало проведения более изощренных лабораторных исследований в условиях более широкого ряда траекторий нагружения, отражающих реальное поведение грунта в основании зданий и сооружений. С этой целью были созданы так называемые приборы истинного трехосного сжатия, которые были разработаны практически одновременно за рубежом Hambly E.C. [112], а в России А.Л. Крыжановским в 1963 году [22]. В данном приборе можно исследовать поведение кубических образцов грунта в общем случае трехмерного напряженного состояния при $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$. Однако, как и в стабилометре, в данном приборе направления осей главных напряжений и деформаций совпадают и в нем невозможно реализовать вращение осей напряжений и деформаций в ходе испытаний образцов грунта.

Далее при проведении опытов и обсуждении их результатов главные напряжения будем обозначать как $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Обычно σ_1 обозначает наибольшее, σ_2 промежуточное, а σ_3 – наименьшее главное напряжение. Примем также, что все испытания на разрушение начинаются от достигнутого начального уровня гидростатического напряженного состояния (изотроп-

ная консолидация) приняв $\sigma_1^0 = \sigma_2^0 = \sigma_3^0 = \sigma_c$, где σ_c означает всестороннее давление.

2.6.1. Траектории нагружения в различных пространствах напряжений

Возможные траектории нагружения показаны схематично на рис. 2.10 для некоторых наиболее широко используемых трехосных испытаний.

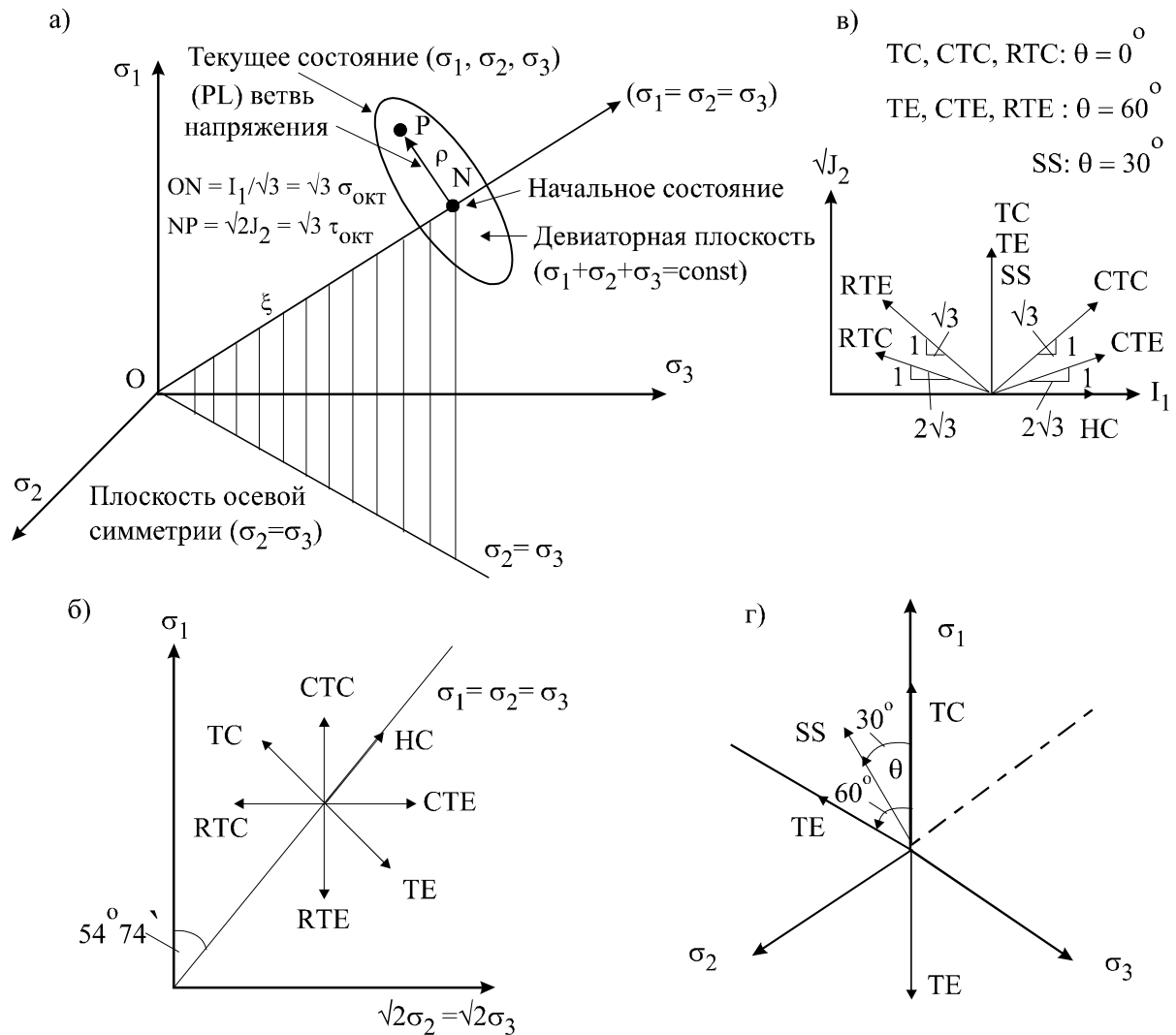


Рис. 2.10. Траектории нагружения [108]

На рис. 2.10 а показан общий случай нагружения в пространстве главных напряжений $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$, на рис. 2.10 б в трехосной плоскости ($\sigma_2 \neq \sigma_3$), на рис. 2.10 в в меридианальной плоскости ($\theta = \text{const}$) или $I_1 - \sqrt{J_2}$ пространстве напряжений и девиаторной плоскости $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{const}$ (рис. 2.10 г). Для общего случая пропорционального нагружения (PL) (по-

стоянный наклон траектории нагружения) как показано на рис. 2.10 а, главные напряжения изменяются независимо, так чтобы при $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ отношение между добавленными приращениями напряжений $\Delta\sigma_1 : \Delta\sigma_2 : \Delta\sigma_3$ оставалось постоянным в течение нагружения. При нагружении по траектории трехосного сжатия (ТС), трехосного расширения (ТЕ) и простого сдвига (SS) компоненты напряжений изменяются так, чтобы первый инвариант I_1 оставался постоянным ($I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma_c$). Для траекторий нагружений: стандартного трехосного сжатия (раздавливания) (СТС), стандартного трехосного расширения (СТЕ) должно всегда выполняться условие $\sigma_2 = \sigma_3$.

2.6.2. Влияние траекторий нагружения на характер зависимости «напряжение-деформация»

На рис. 2.11 приведены зависимости «октаэдрическое касательное напряжение – октаэдрическая сдвиговая деформация» полученные Ко Н. [120] из испытаний по различным траекториям нагружения ТС, ТЕ, SS с постоянным средним напряжением $\sigma_{окт}$.

Как видно из рис. 2.11, на малых уровнях напряжений кривые зависимости $\tau_{окт} - \gamma_{окт}$ при различных траекториях нагружения совпадают, но на более высоком уровне напряжений различия более существенны. Это показывает, что направление траектории нагружения в девиаторной плоскости оказывает влияние на поведение грунта. Однако прочность грунта в большей степени, чем его деформативность зависит от траектории нагружения.

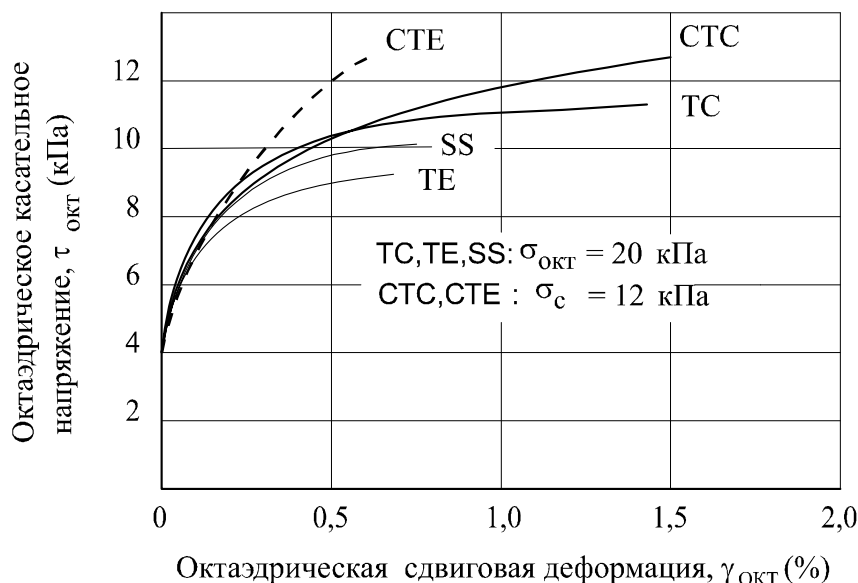


Рис. 2.11. Октаэдрические кривые касательного напряжения – деформации для различных траекторий нагружения для Ottawa песка (Ко и Masson, 1976) [120]

2.6.3. Влияние вида напряженного состояния на прочностные свойства грунтов

Экспериментальные и теоретические исследования показывают на зависимость угла внутреннего трения φ от вида напряженного состояния. Для оценки вида напряженного состояния используется параметр Лоде μ_σ либо связанный с ним параметр

$$\mu_1 = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3). \quad (2.20)$$

Параметр μ_σ изменяется от -1 при $\sigma_2 = \sigma_3$ до 1 при $\sigma_2 = \sigma_1$, а параметр μ_1 соответственно от 0 до 1 . Параметр Лоде позволяет оценить влияние промежуточного главного напряжения σ_2 на поведение грунта при деформировании. Это влияние проиллюстрировано на рис. 2.12, на котором приведены зависимости напряжение-деформация для песчаного грунта полученные D. Cornforth [107] в 1964 году в опытах по траектории стандартного трехосного сжатия СТС ($\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const}$) и $\mu_1 = 0$ или $\mu_\sigma = -1$, и из опытов в условиях плоской деформации, для которых σ_2 является величиной переменной, а параметр μ_1 изменяется в пределах $0 < \mu_1 < 1$. Приведенные результаты показывают на зависимость предельных значений напряжений от вида напряженного состояния. Пиковое значение σ_1 выше в опытах в условиях плоской деформации для всех значений начальной плотности песка. Однако остаточные значения σ_1 имеют примерно одинаковую величину. Объемные деформации вблизи разрушения в условиях плоской деформации значительно менее чем в условиях осесимметричной деформации.

В работе [46] М.В. Малышев приходит к выводу, что угол внутреннего трения по Морю φ не является величиной, инвариантной по отношению к виду напряженного состояния, характеризуемому параметром μ_1 , а зависит от него. Малышев М.В. делает важный вывод, что всякое условие прочности, в которое входят линейным образом I_1 и $\sqrt{J_2}$ может быть приведено к виду

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi) = \sin \varphi, \quad (2.21)$$

где параметры прочности, будут иметь иной смысл, чем c и φ , так как смогут по разному зависеть от параметра μ_σ . При этом решение конкретных задач нужно проводить при значениях c и φ , соответствующим образом пересчитанных применительно к рассматриваемому виду напряженного состояния.

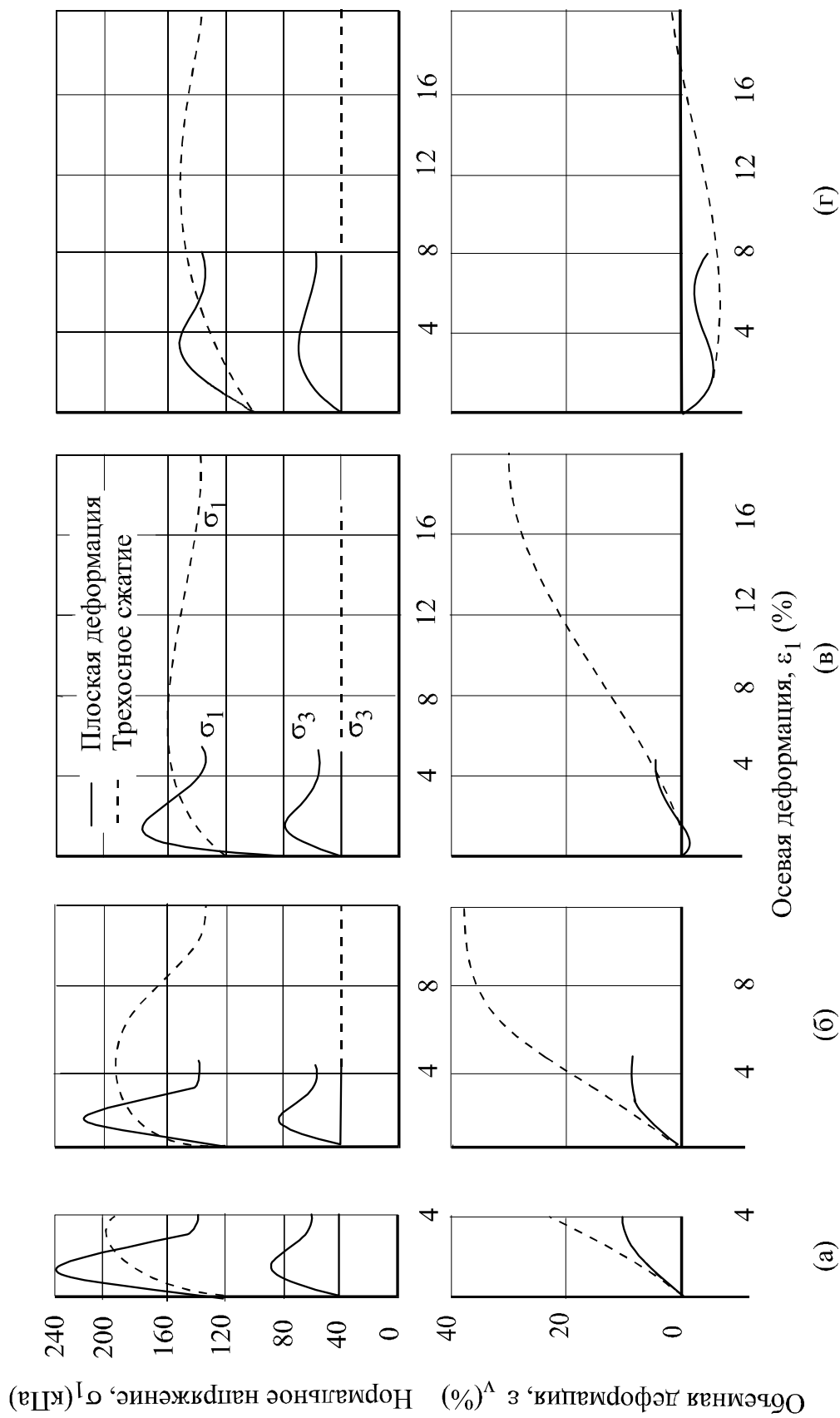


Рис. 2.12. Кривые напряжения – деформация в трехосных компрессионных и плоскодеформационных испытаниях для песка с различными начальными свойствами (D. Comforth [107], 1964).
 Отношение плотности D_r в (а) $D_r = 80\%$; (б) $D_r = 65\%$; (в) $D_r = 40\%$; (г) $D_r = 15\%$

Формулы для пересчета получаются исходя из того условия прочности, которое будет принято основным и отвечающим реальному поведению грунтов. Так, например, если за основное принять условие прочности Мора – Ренкина, то никакого пересчета производить не требуется, c и φ не должны меняться и зависеть от μ_σ . Если за основное принять условие прочности Боткина – Мизеса, то инвариантными характеристиками прочности будут $\rho_{\text{окт}}$ и $\kappa_{\text{окт}}$, входящие в зависимости

$$\text{tg}\rho_{\text{окт}} = \frac{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)} \sin \varphi}{3 + \mu_\sigma \sin \varphi}; \quad (2.22)$$

$$c \text{ctg}\varphi = \kappa_{\text{окт}} \text{ctg}\rho_{\text{окт}}, \quad (2.23)$$

а, следовательно, рассчитанные по ним c и φ будут функциями μ_σ . Эти функции примут вид:

$$\sin \varphi = \frac{3 \text{tg}\rho_{\text{окт}}}{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)} - \mu_\sigma \text{tg}\rho_{\text{окт}}}; \quad (2.24)$$

$$c = k_{\text{окт}} \text{tg}\varphi = \frac{3 \kappa_{\text{окт}} \text{tg}\rho_{\text{окт}}}{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)} - \text{tg}^2 \rho_{\text{окт}} (3 - \mu_\sigma^2) - 2 \mu_\sigma \text{tg}\rho_{\text{окт}} \sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)}}. \quad (2.25)$$

На рис. 2.13 приведены зависимости, построенные по выражениям: для условия прочности Мора – Ренкина:

$$\sin \varphi = \sin \varphi_0, \quad (2.26)$$

для условия прочности Боткина – Мизеса:

$$\sin \varphi = \frac{6 \sin \varphi_0}{(3 - \sin \varphi_0) \sqrt{3 + \mu_\sigma^2} - 2 \mu_\sigma \sin \varphi_0}, \quad (2.27)$$

для условия прочности М.В. Малышева:

$$\sin \varphi = \frac{4 \sin \varphi_0}{4 - (1 - X)(1 - \mu_\sigma^2)} \quad (2.28)$$

при нескольких значениях φ_0 . Из рис. 2.13 видна зависимость угла внутреннего трения от вида напряженного состояния. Причем отметим одно

интересное обстоятельство. Речь идет о том, что теоретическое значение угла внутреннего трения оказывается одинаковым при параметре $\mu_\sigma = 1$ и $\mu_\sigma = -1$. Это следует из условия прочности М.В. Малышева и Мора. Наибольшее значение ϕ получается в условиях чистого сдвига.

Теоретические исследования показывают [46], что чем меньше значение угла внутреннего трения ϕ , тем меньше влияние μ_σ на его изменение. Поэтому для глинистых грунтов вопрос использования той или иной теории прочности имеет меньшее значение, чем для песчаных грунтов, а при экспериментальной проверке условий прочности погрешность в опытах может иметь порядок, близкий к тому, при котором изменение угла внутреннего трения зависит от μ_σ .

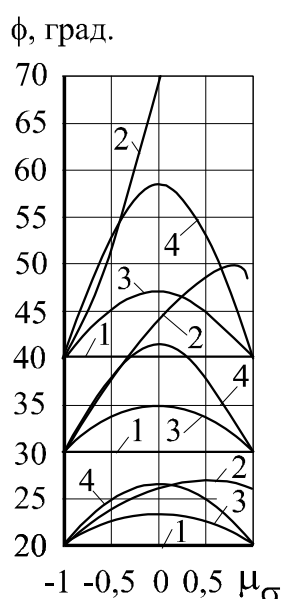


Рис. 2.13. Теоретические зависимости угла внутреннего трения ϕ от параметра Лоде μ_σ :

1 – по Мору и по М.В. Малышеву при $X = 1$; 2 – по Губеру – Мизесу;
3 – по М.В. Малышеву при $X = 0,5$; 4 – по М.В. Малышеву при $X = 0$ [46]

Большинство известных экспериментальных исследований для песчаных грунтов проводились, как правило, для двух и реже при трех значениях μ_σ [46]. На рис. 2.14 и в табл. 2.1 представлены сводные результаты известных испытаний с песком, заимствованные из работы [46]. Пояснением к таблице служит рис. 2.15, где показаны схемы испытаний. Анализ результатов исследований показывает влияние промежуточного главного напряжения σ_2 или μ_σ на величину угла внутреннего трения песка, рассчитанного по Мору. Однако это увеличение угла внутреннего трения ϕ значительно меньшее, чем следует из теории прочности Мизеса – Боткина.

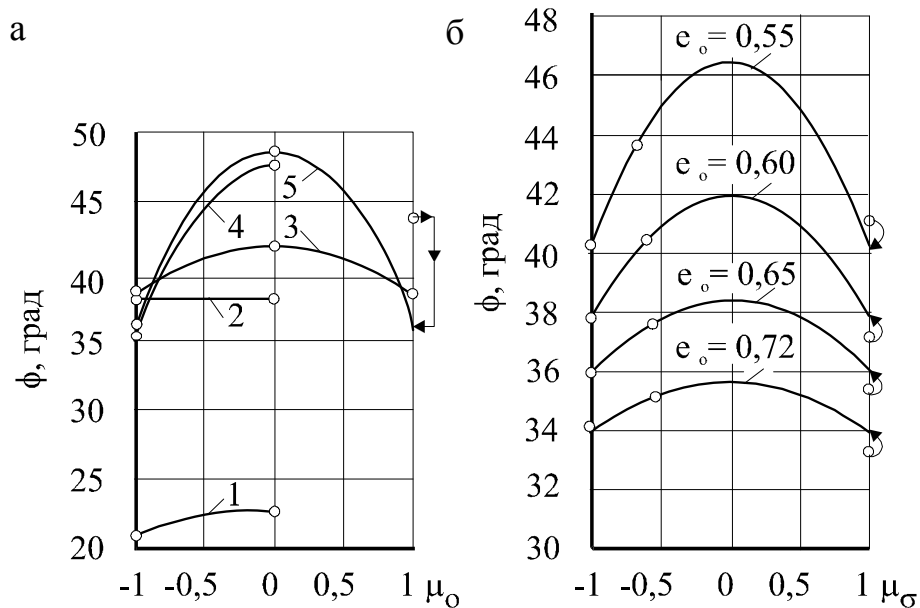


Рис. 2.14. Зависимость угла внутреннего трения по Мору от параметра Лоде: (а) – результаты М.В. Малышева 1, Баршевского 2, Кирпатрика 3, Строганова 4, Ломизе и Крыжановского 5; (б) – результаты Корнфорса при различных начальных значениях коэффициента пористости e_0 сплошные линии – теоретические кривые, кружки – опытные данные) [46]

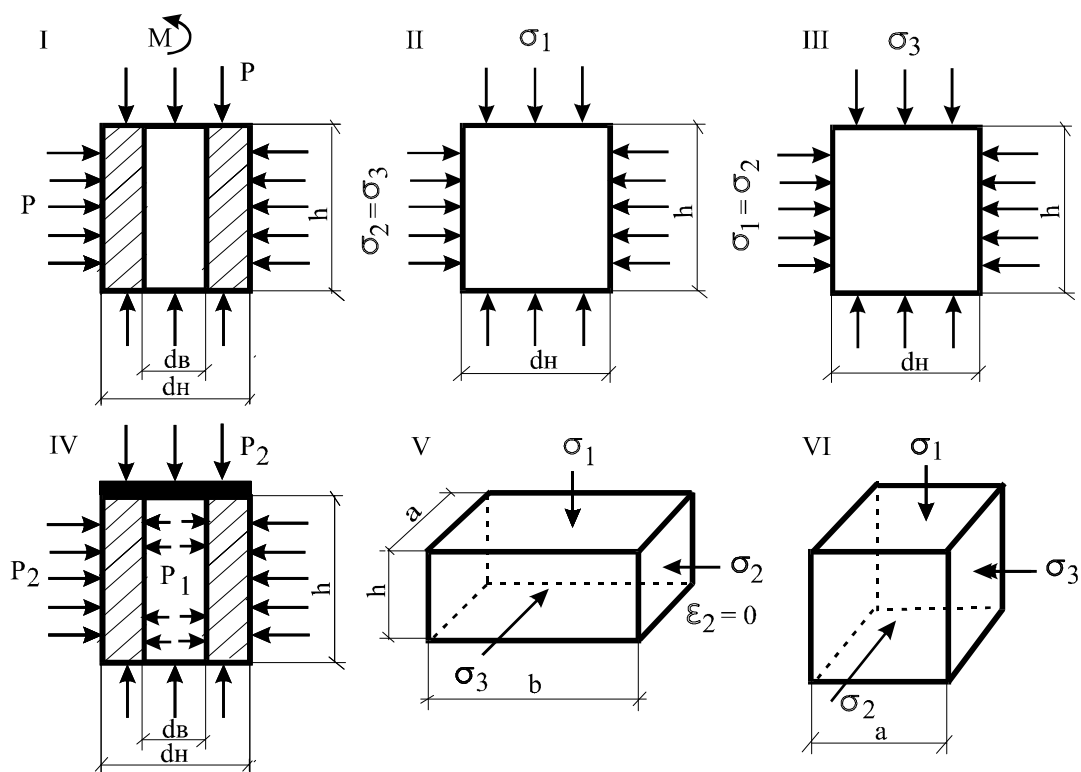


Рис. 2.15. Схемы испытаний образцов в экспериментах [46]

Таблица 2.1 [45]

Автор	Схема испытания	μ_{σ}	Образец (см. рис. 2.15)						Грунт	Коэффициент пористости	Номер кривой на рис.2.14 а
			форма	d_b	d_n	h	a	b			
Б.Н. Баршевский	I	0	Труба	145	180	90	-	-	Песок средней крупности	0,64	2
	II	-1	Цилиндр	-	60	150	-	-			
У. Кирпатрик	II	-1	«	63	102	152	-	-	То же	0,55	3
	III	+1	«	-	-	-	-	-			
Д. Корнфорс	IV	0	Труба	-	-	-	-	-	«	0,5-0,75	-
	V	Плоская деформация	Параллелепипед	-	-	102	51	407			
Г.М. Ломизе А.Л. Крыжановский	II	-1	«	102	-	-	-	-	«	0,5-0,75	-
	0	+1	«	-	-	-	-	-			
Г.М. Ломизе А.Л. Крыжановский	VI	-1	Куб	-	-	-	71	-	Пылеватый и мелкий песок	0,73	5
	0	0	«	-	-	-	-	-			
А.С. Строганов	I	0	Труба	-	-	-	-	-	Мелкий кварцевый песок	0,56	4
	II	1	Цилиндр	-	-	-	-	-			
Э.Д. Фрадис	VI	-1	Куб	-	-	-	150	-	Песок средней крупности	0,495	1
	-0,5	0	«	-	-	-	-	-			
Хон Им Ко – Скотт	VI	+0,5	Плоская деформация	«	-	-	-	-	То же	0,61	-
		+1									
Э.Д. Фрадис	VI	-	«	-	-	-	150	-	«	0,61	-

Из опытов в условиях плоской деформации следует [46], что этот случай дает μ_σ более высокие, чем при трехосных испытаниях. Установлено однозначно, что для случая плоской деформации μ_σ имеет отрицательное значение.

На рис. 2.16 приведены результаты опытов Green G., Bishop A. [111] и теоретические значения подсчитанные М.В. Малышевым [46]. Из опытов следует, что угол внутреннего трения изменялся от 39° для $\mu_\sigma = -1$ до 44° и для $\mu_\sigma > -0,7$. В этих испытаниях случаю плоской деформации соответствует значение параметра Лоде от $\mu_\sigma = -0,38$ до $\mu_\sigma = -0,34$.

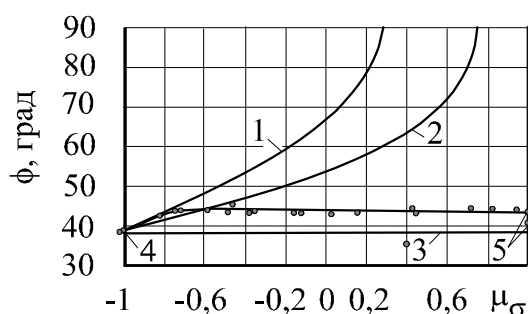


Рис. 2.16. Сопоставление максимальных значений угла внутреннего трения пиковой прочности и рассчитанных теоретически их значений по различным условиям прочности. 1 – по обобщенному условию Мизеса; 2 – то же, Треска; 3 – по условию Мора – Кулона; 4 – трехосное сжатие, $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$; 5 – трехосное растяжение $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ (по Бишопу [103]) [46]

Во всех опытах установлено, что с увеличением параметра Лоде от -1 до 0 имеет место увеличение угла внутреннего трения. После же перехода к положительным значениям μ_σ большей частью отмечается снижение φ , причем это снижение идет вплоть до предельного случая, когда μ_σ становится равным 1 .

К настоящему времени выполнено большое количество испытаний песчаных грунтов по траекториям раздавливания и в меньшей степени по траектории расширения. Однако до сих пор не ясно как отличаются параметры прочности определенные при нагружении песка по этим траекториям. В табл. 2.2 приведены опубликованные результаты известных исследований, которые приведены в работах [123, 134, 152]. Анализ данных приведенных в табл. 2.2 показывает на значительный разброс значений угла внутреннего трения у разных исследователей.

Jewell R., Wroth C.P. [117] в результате теоретических исследований выявили следующую зависимость угла внутреннего трения при прямом (одноплоскостном) сдвиге, φ_{ds} с его же значением в условиях плоской деформации φ_{ps} :

$$\tan \varphi_{ds} = (\sin \varphi_{ps} \cos \psi) / (1 - \sin \varphi_{ps} \sin \psi), \quad (2.29)$$

где ψ – угол дилатанции, определяемый как $\sin^{-1}[-(d\varepsilon_1 + d\varepsilon_3)/(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)]$ в момент наступления предельного состояния при $(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max}$. Обозначение φ_{ds} введено для того, чтобы отличить его от угла внутреннего трения.

Таблица 2.2

Сравнение результатов опытов по траекториям ТС, ТЕ [123, 134, 152]

Символ*	Метод испытания	При $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$		Размер образца и граничные условия	Ссылка
		σ_3 , кН/м ²	b^* δ , град*		
○	Плоскодеформационное сжатие, изотропно консолидированное, $\sigma_3 = \text{const}$	49	0,25–0,30 †	Высота 10,5 см; ширина 4 см; длина 8 см; хорошая смазка штампов	Tatsuoka, Sakamoto, Kawamura и Fukushima (1986)
△	φ_{psc}	49	0,30 ‡		
▽	φ_{tc}	49	0,23–0,24 §	Высота, 15 см; диаметр, 7 см; хорошая смазка штампов	Fukushima и Tatsuoka (1984)
□	Трехосное сжатие, изотропно консолидированное, $\sigma_3 = \text{const}$	98	0,0	Высота, 7,8 см, ширина 7,8 см; (призма); хорошая смазка**	Lam (1986), Lam и Tatsuoka (1986, 1988)
●	Простой срез кручением, Ко консолидация, $\sigma_{yy} = \text{const}$	39–45 ††	0,25 ‡‡ – 0,29	Высота, 20 см; внутренний диаметр 6 см; наружный диаметр 10 см; резиновые границы	Horii и др. (1987), Pradhan и др. (1988) Tatsuoka (1987)
+	φ_{tss}				
×	$\varphi^{**}{}_{tss}$				

φ_{psc} , φ_{tc} , $\varphi_{tss} = \sin^{-1}[(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)]_{\max}$; $\varphi^{*}{}_{tss} = \tan^{-1}(\tau_{yx}/\sigma_{yy})_{\max}$;

$\varphi^{**}{}_{tss} = \tan^{-1}[(\tau_{yx}/\sigma_{yy})$ при $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}]$; $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$; δ – угол между направлением σ_1 и плоскостью отложения.

† – измерено Nakamura (1987).

‡ – при $\sigma_3 = 4,9$ кН/м².

§ – при $\delta = 30^\circ$ и $\sigma_3 = 98$ кН/м² для образца с размерами $H = 10,5$ см, $W = 5,5$ см и $L = 10,5$ см (Lam, 1986).

** Величины φ , представленные на рис. 2.19, не корректируются величинами, которые более 1° , чем корректируемые величины.

†† – Более для рыхлых образцов.

‡‡ – Менее для рыхлых образцов.

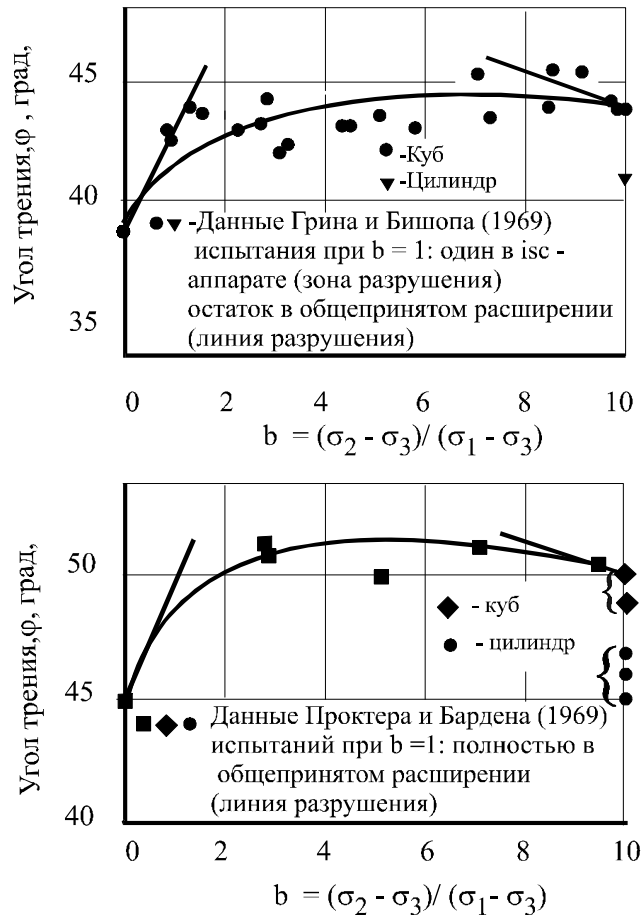


Рис. 2.17. Сравнение начального и конечного наклонов в $\varphi - b$ диаграмме с данными испытаний, полученных Green и Bishop (1969) и Procter и Barden (1969) [111]

$$\varphi_{ps} = \sin^{-1}[(\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3)]_{\max}. \quad (2.30)$$

Значение φ_{ps} определяется из эмпирического соотношения Bolton [104]

$$\varphi_{ps} = \varphi_{cv} + 0,8\psi. \quad (2.31)$$

где φ_{cv} – критическое значение угла трения.

Уравнение (2.29) получено из предположения, что направление среза в приборе прямого сдвига является направлением нулевого линейного приращения деформации (линия нулевой деформации) и направление σ_1 и ϵ_1 совпадают, т.е. выполняется условие коаксильности (совпадение) осей напряжений и деформаций. Если предположить, что для типичного песка $\varphi_{cv} = 33...37^\circ$, то из этих уравнений можно получить, что $\tan \varphi_{ps}$ почти на $20-25^\circ$ больше, чем $\tan \varphi_{ds}$.

На рис. 2.18 приведены значения результатов опытов из табл. 2.2., которые были проведены с песком F. Tatsuoka, T.V. S. Pradhan, N. Horii [134] при различных условиях формирования образцов песка. Ранее Lam W.-K., F. Tatsuoka [123] было высказано и экспериментально подтверждено положение, согласно которому прочность песка зависит от ориентации плоско-

сти отложения его частиц, т.е. прочность песка является анизотропной. Анизотропные свойства песка обусловлены условиями его формирования. Для учета этого явления авторы использовали угол δ , который характеризует положение плоскости отложения частиц песка относительно направления действия главного напряжения σ_1 .

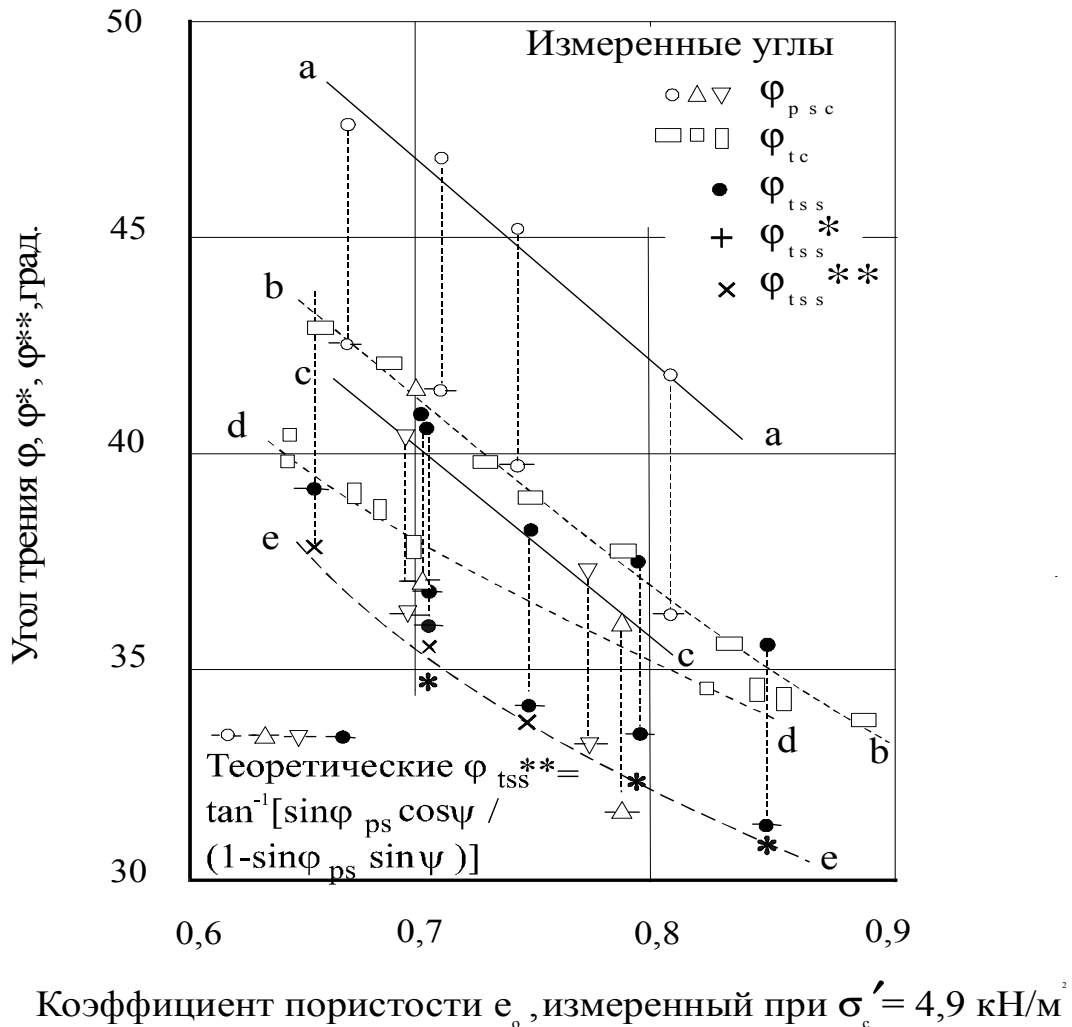


Рис. 2.18. Сравнение различных углов трения Toyoura песка [134] в воздушно-сухом состоянии (теоретические величины $\Phi_{t s s}^{***}$ получены из измеренных величин $\Phi_{p s c}$ или $\Phi_{t s s}$ и ψ при $(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max}$ (см. табл. 2.2)

На рис. 2.19. показаны результатов опытов Arthur & Assadi [99], в которых сдвиговая прочность была определена в приборе прямого сдвига в предположении горизонтального положения плоскости сдвига Кулона и при различных положениях плоскости отложения в приборе плоской деформации. Опыты показывают на анизотропный характер прочности песка.

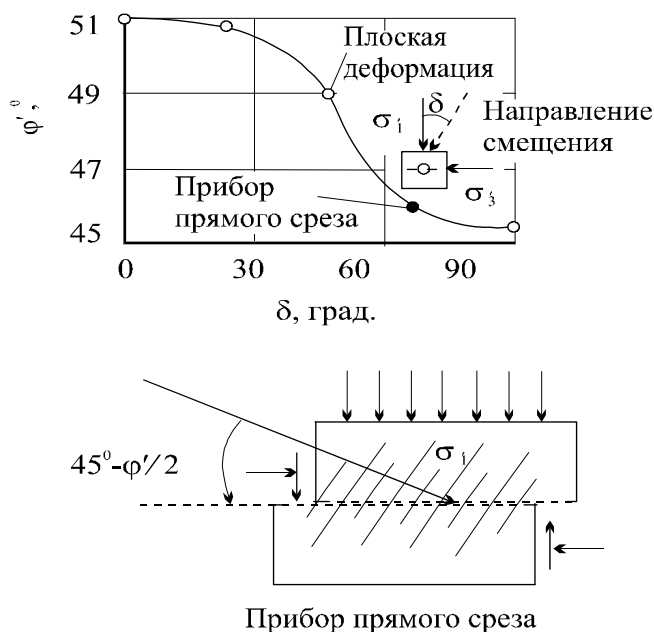


Рис. 2.19. Изменение прочностной анизотропии в плоскодеформационных испытаниях по сравнению с результатами прямого среза (Arthur и Assadi, 1977) [99]

В опытах [99], как и в [134], образцы песка подготавливались вторым методом, который будет рассмотрен далее в разделе 3.2 настоящей работы. Были приняты следующие обозначения (рис. 2.18). При $\delta = 90^\circ$ направление падения частиц совпадает с направлением главного напряжения σ_1 при нагружении образца. При $\delta = 0^\circ$ плоскость отложения перпендикулярна направлению σ_1 . Поэтому на рис. 2.18. верхняя (кривая а-а) и нижняя граница (кривая д-д) значений ϕ представляют значения ϕ_{psc} при $\delta = 90^\circ$ и ϕ_{tc} при $\delta = 0 \dots 30^\circ$. Величина ϕ_{tss} оказалась несколько больше нижней границы значений ϕ_{psc} , полученных в условиях плоской деформации при $\delta = 23 \dots 24^\circ$ (кривая с-с). Этот факт не вызывает сомнений, так как значения σ_3 , параметра Лоде $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ и $(\sigma_1 / \sigma_3)_{max}$ в опытах на кручение подобны испытаниям при плоской деформации и $\delta = 23 \dots 24^\circ$ (см. табл. 2.2).

На рис. 2.20 показана зависимость между отношением $\phi(\delta) / \phi(\delta = 90^\circ, \text{PSC})$ и δ , где $\phi(\delta)$ это ϕ , полученное в условиях плоской деформации по траектории сжатия или из опытов на кручение. Для одних и тех же значений δ значения параметра ϕ одинаковы. Подобное совпадение значений было отмечено ранее в работе [147] для других значений параметра Лоде, σ_3 и b . Эти результаты подтверждают то, что прочность на сдвиг близка к минимальному значению получаемого в условиях прямого сдвига или простого сдвига при $\delta = 90^\circ$.

Теоретические значения φ_{tss}^{**} , показанные на рис. 2.18, получены из уравнения (2.32) используя или φ_{psc} при $\delta = 90^\circ$ или $\delta = 23...24^\circ$, или φ_{tss} совместно с измеренными значениями ψ при $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ в каждом опыте.

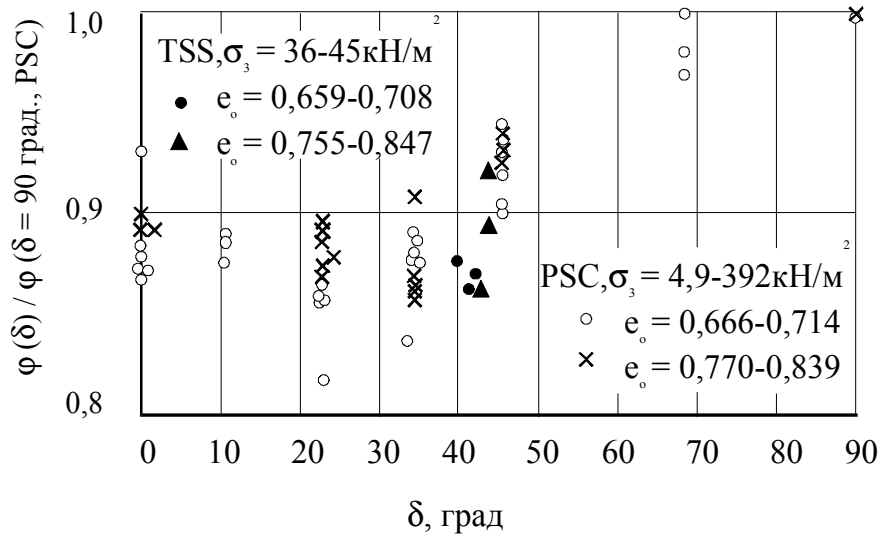


Рис. 2.20. Сравнение φ в плоскодеформационных испытаниях на сжатие (PSC) и на простой срез кручением (TSS) [134]

Теоретические значения φ_{tss}^{**} из уравнения (2.32) (обозначены как перечеркнутые обычные и перевернутые треугольники и перечеркнутые заливные кружки) подобны измеренным значениям φ_{tss}^{**} (линия e-e) только когда вместо φ_{psc} при $\delta = 23...24^\circ$ используется значение φ_{tss} . Теоретические значения φ_{tss}^{**} вычисленные с использованием φ_{tss} (обозначены заливными перечеркнутыми кружками) несколько более измеренных значений. Это объясняется тем, что при $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ направление σ_1 отклоняется от плоскости отложения частиц несколько более, чем направление $d\varepsilon_1$ от этой же плоскости. Для учета этого явления Ф. Tatsuoka [148] ввел в уравнение угол Δ :

$$\tan \varphi_{tss}^{**} = [\sin \varphi_{tss} \cos(\psi - 2\Delta)] / [1 - \sin \varphi_{tss} \sin(\psi - 2\Delta)], \quad (2.32)$$

или

$$\tan \varphi_{ds}^{**} = [\sin \varphi_{ps} \cos(\psi - 2\Delta)] / [1 - \sin \varphi_{ps} \sin(\psi - 2\Delta)], \quad (2.33)$$

в котором Δ имеет положительное значение, когда направление $d\varepsilon_1$ ближе к плоскости отложения песка по сравнению с направлением σ_1 .

Угол внутреннего трения, φ_{tc} полученный из опытов на трехосное сжатие при $\delta = 90^\circ$ и угол внутреннего трения, φ_{tss} из опытов на кручение близки друг к другу и находятся на линии в-в.

В табл. 2.3 приведено сравнение значений углов внутреннего трения, φ_{tc} из опытов на трехосное сжатие при $\delta = 90^\circ$ со значениями φ_{ds}^* в усло-

виях прямого сдвига по данным различных авторов. Для данных приведенных на рис. 2.18 значения φ_{tc} при $\delta = 90^\circ$ более φ_{tss}^* почти на 5° .

Т а б л и ц а 2 . 3

Сравнение значений углов внутреннего трения, φ_{tc} из опытов на трехосное сжатие со значениями φ_{ds}^* в условиях прямого сдвига по данным различных авторов [134]

Метод испытания	При $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$			Ссылка
	σ_3 , кН/м ²	b	δ , град	
Плоскодеформационное сжатие	4,9–392	0,23–0,30	90	Tatsuoka, Sakamoto, Kawamura и Fukushima (1986)
			34	
			23	
Трехосная компрессия	98	0,0	90	Fukushima и Tatsuoka (1984)
			0	
			30	
Прямой срез кручением	36–45	0,25–0,29	0	Tatsuoka Sakamoto, Kawamura и Fukushima (1986)
			30	
			0	
Прямой срез кручением	36–45	0,25–0,29	40–3	Lam и Tatsuoka (1986, 1988)
			40–3	
			40–3	
				Horii и др. (1987), Pradhan и др. (1988)

Из рассмотренных результатов исследований следует, что результаты испытаний в условиях прямого или простого сдвига сопоставимы с результатами в условиях плоской деформации только для случая, когда испытания проводятся при одном и том же положении плоскости отложения частиц песка или направления действия σ_1 в момент разрушения.

Несколько ранее Strouds показал, что между углом внутреннего трения в условиях прямого сдвига φ_{ds} и углом внутреннего трения в условиях плоской деформации существует зависимость:

$$\tan \varphi_{ps} / \tan \varphi_{ds} = 1,2 (\tan \varphi_{tss} / \tan \varphi_{tss}^{**}), \quad (2.34)$$

из которой следует, что угол внутреннего трения в условиях плоской деформации на 20 % более угла внутреннего трения в условиях прямого сдвига.

2.7. Прочностные свойства армированных грунтов

Прочностные свойства армированных грунтов обусловлены тремя основными факторами: прочностью армирующих элементов, прочностью грунтовой матрицы и прочностью их контакта. В зависимости от вида напряженного состояния армированных грунтовых конструкций, типа армирования и армирующих элементов, а также от физических свойств матрицы один из этих факторов становится преобладающим, определяющим прочность конструкции в целом [69].

Слоистое и многорядное однонаправленное армирование

В зависимости от частоты расположения, условий контактного взаимодействия армирующих прослоек с матрицей и их жесткости может реализоваться один из трех механизмов разрушения армогрунтовой конструкции:

- 1) одновременное разрушение (единственное) матрицы и армирующих прослоек как условно гомогенного тела;
- 2) раздавливание матрицы между армирующими прослойками;
- 3) разрыв армирующих прослоек при сохранении в матрице допредельного состояния [69].

Тимофеевой Л.М. в [70] при одноосных испытаниях глинистых грунтов ($w_p = 0,28$; $w_l = 0,54$), армированных стержневой, полосовой и синтетической двумерной арматурой в одном или нескольких уровнях по высоте образца, рассмотрены разрушение контакта и выдавливание грунта, расположенного между армирующими прослойками. Теоретически разрушение должно было происходить в средней части образца, но поскольку однородная укладка глинистого грунта по всей высоте практически невозможна, разрушение происходило в разных уровнях по высоте образцов, но во всех опытах – в результате разрушения матрицы между армирующими прослойками. Это объясняется высокой жесткостью и прочностью арматуры по сравнению с матрицей.

Другие виды разрушения возможны при сильном контактом взаимодействии матрицы с арматурой и относительно малопрочной или низко модульной арматуре. В опытах Mc. Gown A., Andrawes K.Z., Al-Hasani M.M. [127] на стабилometре со слоисто-армированными песчаными плотными и рыхлыми материалами разрушение песков, армированных относительно нерастяжимыми включениями, происходило при значительно меньших предельных вертикальных деформациях образцов $\varepsilon_{1пр}^*$, чем у армированных относительно растяжимыми включениями. При этом для образцов с малопрочными относительно нерастяжимыми включениями (алюминиевой фольгой) $\varepsilon_{1пр.м}$ меньше $\varepsilon_{1пр.в}$ – деформации образцов с высокопрочными относительно нерастяжимыми включениями (алюминиевой сеткой). Предел прочности $R_{св}$ грунта, армированного сеткой, более чем в два раза превосходит $R_{см}$ – предел прочности грунта, армированного фольгой.

Разрушение грунта, армированного высокопрочными относительно нерастяжимыми включениями, происходит в результате нарушения контактного взаимодействия арматуры с матрицей и разрушения последней. При армировании малопрочными относительно нерастяжимыми включениями разрушение армогрунта происходит в результате разрыва прослоек, последующей концентрации напряжений в матрице и ее разрушения. Однако при определенном объемном содержании арматуры может произойти одновременное (единственное) разрушение матрицы и арматуры, как в неко-

торой условно гомогенной среде, когда при разрушении образуется единая поверхность скольжения [69].

В опытах с грунтом, армированным синтетическим материалом T140 (относительно растяжимыми включениями), предельные деформации $\varepsilon_{1прс}^*$ значительно превысили $\varepsilon_{1пр.в}^*$, однако его предел прочности $R_{сс}$ был несколько выше $R_{сб}$.

Ранее Schlosser F. и Long N.T. [139] получили аналогичные результаты при трехосном осесимметричном нагружении песчаных грунтов, слоисто армированных малопрочной «относительно нерастяжимой» алюминиевой фольгой. В опытах варьировалась прочность прослоек и расстояние между ними. Изменение прочности прослоек достигалось увеличением количества алюминиевых дисков в одном сечении (толщины прослойки). На рис. 2.21 приведены графики «напряжения – деформации» для неармированного (кривые 3, 4) и армированного в четырех (кривая 1) и одном (кривая 2) сечениях образцов воздушно-сухого песчаного грунта средней плотности.

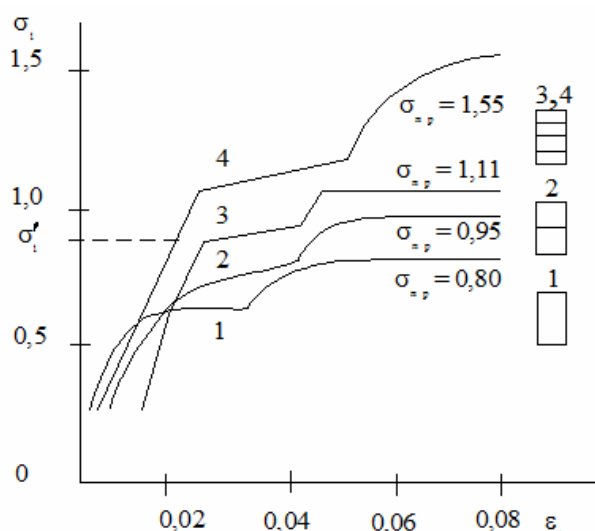


Рис. 2.21. Зависимости $(\sigma_1 - \sigma_2) = f(\varepsilon)$ для армированного алюминиевой бумагой и неармированного песка Фонтенбло, полученные Schlosser F. и Long N.T [139] при испытаниях в условиях трехосного сжатия

Разрыву алюминиевых дисков соответствовали пиковые значения $(\sigma_1 - \sigma_3)$. Полученные графики сдвига армированного и неармированного грунта оказались параллельными, за исключением начального участка, на котором происходит включение прослоек в совместную работу с грунтом. При увеличении расстояния между армирующими прослойками и уменьшении количества элементов в одном сечении кривые становились более пологими с меньшими величинами пиковых напряжений. После разрушения армирующих прослоек происходило резкое снижение прочности и разрушение матрицы в виде образования поверхности скольжения, аналогичной неармированному грунту.

Продхан З. [58] при испытаниях в условиях трехосного сжатия среднезернистого плотного песка в воздушно-сухом состоянии, армированного алюминиевой фольгой и наждачной бумагой в одном и трех уровнях по высоте образцов отметил, что разрушение происходит в результате разрыва средней прослойки, а затем разрушения матрицы (выдавливания грунта, расположенного между крайними армирующими дисками) (рис. 2.22). Графики $\sigma_1(\epsilon_1)$ имеют скачки приращения вертикальных деформаций при достижении σ_1 некоторой величины $\sigma_1' < \sigma_{1пр}$, где $\sigma_{1пр}$ – предел прочности армированного грунта. При $\sigma_1' < \sigma_1 < \sigma_{1пр}$ происходило нарастание сдвиговых деформаций в матрице, а затем (при $\sigma_1 < \sigma_{1пр}$) ее разрушение. При испытании неармированного грунта такой же скачок имел место, что объясняется дилатансией уплотненного песчаного грунта при сдвиге.

Таким образом, если грунт армирован малопрочной нерастяжимой арматурой, разрушение которой наступает при деформациях растяжения, значительно меньших предельных деформаций сдвига по контакту армирующей прослойки с грунтом, то реализуется третий вид разрушения, при котором происходит разрыв армирующей прослойки с последующими концентрацией напряжений в матрице, ростом ее сдвиговых деформаций и разрушением [64].

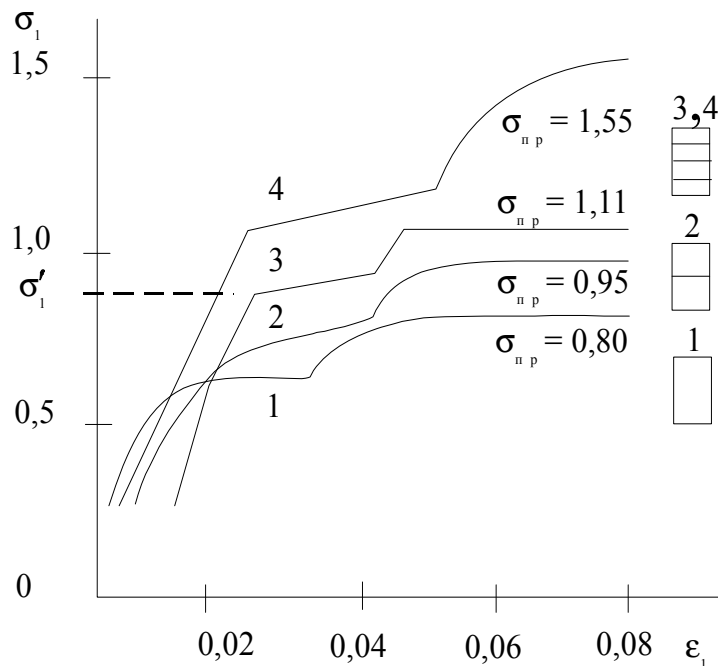


Рис. 2.22. Зависимости $\epsilon_1 = f(\sigma_1)$ для армированного песка в опытах З. Продхана [58]

На основе полученных результатов Schlosser F. и Long N.T [139] была предложена модель слоисто армированного грунта в виде условно гомогенного материала, для которого справедливо условие прочности Мора –

Кулона. Влияние арматуры на прочность композита в принятой модели разрушения учитывается только когезионной составляющей трения:

$$C = \frac{R_T \cdot \sqrt{K_p}}{2\Delta H} \quad (2.35)$$

Hausmann M.R. [113] была предложена концепция разрушения слоисто армированного грунта, основанная на предположении об уменьшении сжимающего бокового давления σ_3 (при $\sigma_1 = \text{const}$) на величину σ'_r , которая равна либо сопротивлению сдвигу грунта по прослойке (если разрушение композита происходит в результате нарушения прочности контакта) либо пределу прочности армирующего элемента при растяжении. В первом случае увеличивается угол внутреннего трения песчаного грунта за счет изменения угла наклона графика сдвига – касательной к кругу Мора с новым диаметром ($\sigma_1 - \sigma'_3$), где $\sigma'_3 = \sigma_3 - \sigma'_r$ (рис. 2.23 б), а σ'_r определяется из выражения:

$$\sigma'_r = \sigma_1 \text{tg}\varphi 2B'L'e/BH, \quad (2.36)$$

где $\text{tg}\varphi$ – коэффициент трения песка по армирующей прослойке;
 e – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений в зоне контакта;
 $2B'L'/BH$ – объемное содержание арматуры.

Если разрушение армогрунта происходит в результате разрыва армирующей прослойки (рис. 2.23 а), то

$$\sigma'_r = \sigma A/BH, \quad (2.37)$$

В этом случае предполагается, что армирующие прослойки влияют только на когезионную составляющую в законе Кулона, в то время как угол внутреннего трения грунта при армировании не меняется, т.е. $\varphi' = \varphi$. На графике Кулона – Мора прямая сдвига неармированного грунта смещается параллельно на величину C_r , касаясь нового круга Мора для композита, построенного на диаметре ($\sigma_1 - \sigma'_3$) (рис. 2.23 а). Величина сцепления C_r находится

$$C_r = \frac{\sigma A \sqrt{K_p}}{2BH}. \quad (2.38)$$

Детальный анализ экспериментальных исследований прочностных свойств и напряженно-деформированного состояния слоисто армированных песчаных и глинистых грунтов жесткими и мягкими прослойками проведен Ingold T.S. Отмечена необходимость учета влияния прослоек на напряженно-деформированное состояние композита при рассмотрении его прочности. Как было установлено разными авторами, вследствие взаимодействия армирующих элементов с грунтовой матрицей изменяется не только когезионная составляющая, но и угол внутреннего трения грунта.

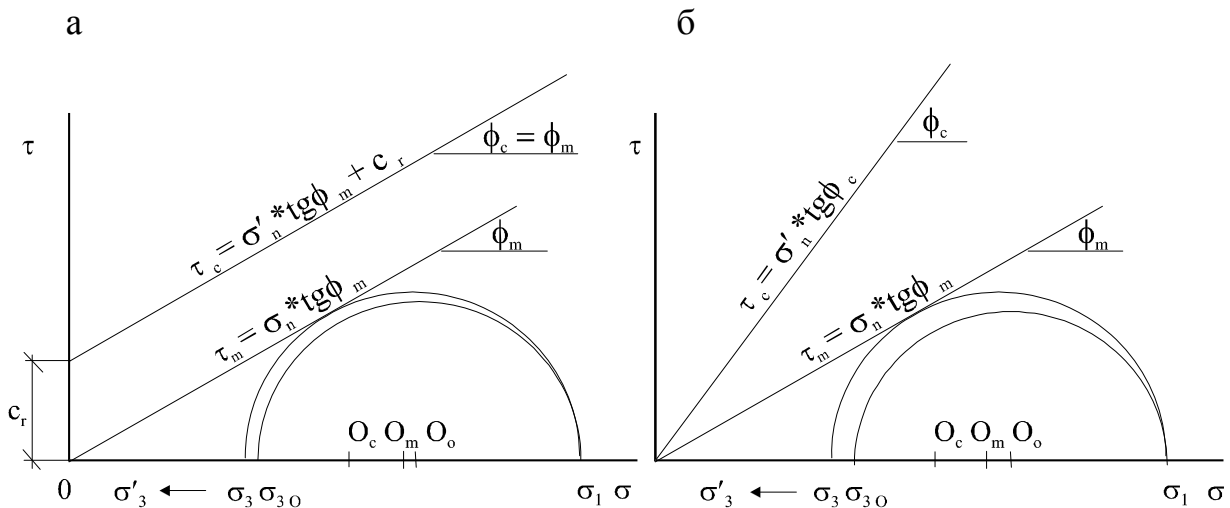


Рис. 2.23. Графики Мора-Кулона:
 а – в результате разрыва армирующей прослойки; б – потери прочности контакта
 в опытах Hausmann M. R. [113]

При наличии сцепления арматуры с грунтом прочность композита выше прочности матрицы, при полном проскальзывании прочность композита ниже, чем прочность неармированного грунта [69].

В результате анализа многочисленных экспериментов Рубан О.А. и Балашова Ю.Б. [59] выявили, что увеличение расчетных характеристик армированного грунта в сравнении с существующей матрицей объясняется возникновением сил трения по контакту взаимодействия грунта и арматуры в случае горизонтального смещения грунта по прослойке. В лабораторных условиях работа армогрунта на одноосное сжатие может быть интерпретирована увеличением расчетных характеристик материала матрицы в результате возникновения горизонтальных сил трения от армирования. Таким образом, можно получить аналогию работы армогрунта как материала матрицы, который работает при трехосном напряженном состоянии с боковым давлением пропорциональным силам трения. Результатом таких исследований является получение эквивалентных характеристик прочности и деформативности армированного грунта.

2.8. Деформативные свойства линейно и двумерно армированных грунтов

Рассмотрим результаты экспериментальных исследований деформативных свойств слоистых структур укрепленных грунтов.

Schlosser F. и Long N.T. [139] провели опыты на приборах трехосного осесимметричного сжатия на песке средней плотности $\rho_d = 1,69 \text{ г/см}^3$, армированном равномерно по высоте в пяти уровнях тонкими алюминиевыми дисками. В результате, в зависимости от интенсивности бокового давления

σ_3 , произошло значительное возрастание жесткости грунта. При уменьшении бокового давления σ_3 в 1,36 раз модуль деформации возрос в 1,91 раза, хотя величина предельной деформации $\epsilon_{1пр}$ оказалась одинаковой и равной 4 %. Если сопоставить эти данные с деформациями неармированных песков при одном и том же напряженном состоянии, то можно заметить, что меньшей жесткостью обладал грунт при меньшем σ_3 и разрушение его было достигнуто при меньшей ϵ_1 (примерно в 1,5 раза). Полученный эффект можно объяснить двумя причинами, требующими дополнительного подтверждения: 1) возможным снижением величины трения грунта по алюминиевому диску при возрастании бокового давления и 2) влиянием технологии укладки песка при изготовлении армированного образца.

Mc. Gown A., Andrawes K.Z., Al-Hasani M.M. [127] были проведены опыты по изучению характера деформирования песков с различными типами включений на приборах трехосного сжатия в условиях плоской деформации. Авторы предложили две схемы поведения армированного грунта в зависимости от относительной жесткости включений на растяжение. «Относительно нерастяжимыми» названы включения, если предельные деформации включений при разрушении меньше максимальных деформаций грунта без включений. Они могут разрушиться до достижения предельных напряжений в грунте. Нерастяжимые включения (металлические ленты, армированная пластмасса, некоторые виды синтетических волокон, геопластики) замедляют развитие деформаций в грунте. «относительно растяжимыми» названы включения имеющие более значительные разрушающие деформации, чем максимальные деформации растяжения грунта без включений. при достижении предельной нагрузки на грунт эти включения не разрушаются. Растяжимые включения также несколько замедляют развитие деформаций в грунте, но, в основном, повышают несущую способность.

Для армирования авторы использовали три типа включений: нетканый материал T140 (относительно растяжимое включение), алюминиевая сетка и алюминиевая фольга (относительно нерастяжимые включения). Армирующая прослойка укладывалась посередине образца под разными углами наклона к горизонту.

На рис. 2.24 приведены кривые зависимостей $\sigma_1/\sigma_3 = f(\epsilon_1)$ для рыхлого (а) и плотного (б) песков при $\sigma_3 = \text{const}$ и горизонтальном расположении прослоек. Установлено, что максимальной жесткостью обладает грунт, армированный несжимаемой алюминиевой сеткой, минимальной – пластинами из алюминиевой фольги. Прокладка из ткани T140 повысила жесткость образца в допредельной и запредельной области, одновременно отодвинув момент наступления предельного состояния.

Для плотных песков (рис. 2.24 б) влияние армирования заметно только при действии нагрузок, близких к предельным и жесткость их меняется незначительно. Рыхлые пески оказались более чувствительными к эффекту

армирования, но только при включениях, взаимодействующих с грунтом. Алюминиевые прокладки из фольги почти не оказывают армирующего действия на грунт из-за слабого контактного взаимодействия.

Хотя у плотных песков их введение вызвало некоторое увеличение жесткости при предельных и запредельных нагрузках.

Большое влияние на деформативные свойства армогрунта оказывает ориентация армирующих прослоек. Увеличение угла наклона прослойки к горизонтали сопровождается снижением эффекта армирования до нуля (при $\alpha = 42...50^\circ$), а при последующем повороте – ухудшением деформативных свойств, зависящее от интенсивности бокового давления σ_3 по сравнению с неармированным грунтом, которое максимально при $\alpha \approx 70^\circ$. Зависимости $E_c = f(\alpha)$ аналогичны для всех типов армирующих элементов и значений начальной пористости. В зависимости от характера армирования получены разные картины развития сдвиговых и объемных деформаций вокруг сетчатых и сплошных прослоек. Сетчатые конструкции не мешают формированию зон сдвига. В случае сплошной растяжимой прослойки они сосредотачиваются вдоль нее.

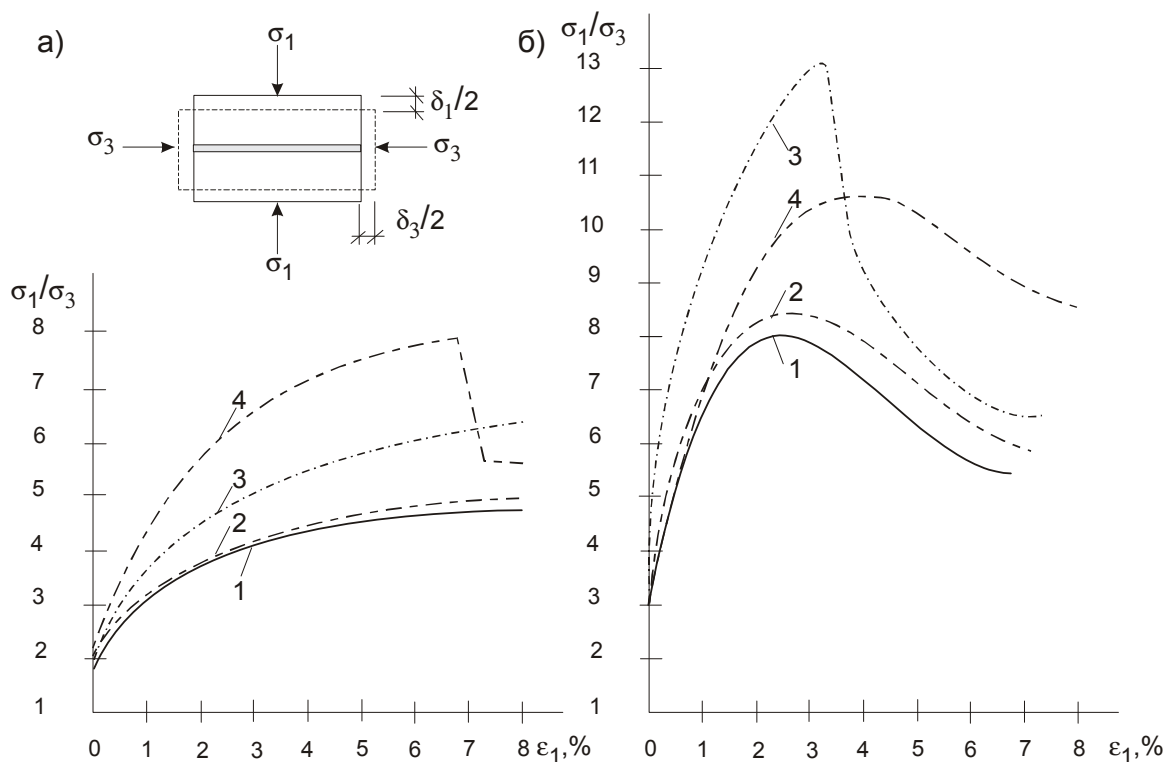


Рис. 2.24. Зависимости $\epsilon_1 = f(\sigma_1/\sigma_3)$ для рыхлого (а) и плотного (б) песков без арматуры (кривая 1) и с армирующей прослойкой из алюминиевой фольги, сетки и нетканого материала Т140 (кривые 2, 3 и 4 соответственно) [127]

Деформирование грунтов, армированных длинными гибкими тонкими волокнами, имеет свои особенности, которые необходимо учитывать при определении деформативных характеристик. К таким типам армированных

грунтов относятся «Тексоль», представляющий собой смесь песчаного грунта с непрерывными синтетическими нитями, и грунт, армированный базальтовыми волокнами. Их армирование производится непосредственно в процессе возведения насыпи. При этом происходит смещение нитей в горизонтальной и вертикальной плоскостях, что дает основание считать их расположение хаотичным и рассматривать армогрунт как квазиизотропный.

Исследования, проведенные во Франции F. Morelli [131], показали, что эффект армирования зависит от диаметра, длины и массы волокон. При малой объемной концентрации их количества недостаточно для создания значительного сопротивления деформациям. При высокой объемной концентрации образуются сплошные площадки проскальзывания, снижающие сопротивление сдвигу. Волнистое расположение нитей приводит к созданию многочисленных перегородок, сопротивляющихся сдвиговым перемещениям частиц грунта. Максимальному увеличению жесткости соответствует 1 % содержания по массе синтетических волокон.

Тимофеевой Л.М. [70] были проведены одноосные испытания глинистых грунтов, армированных различными видами ленточной и пластинчатой арматуры, расположенной перпендикулярно и параллельно направлению действия нагрузки.

При параллельном расположении арматуры независимо от ее вида отмечено резкое снижение несущей способности грунта и расслоение образцов. При перпендикулярном расположении влияние арматуры на деформативные свойства грунтов оказалось неоднозначным и зависело от ее вида и объемной концентрации в образце. В качестве армирующих элементов были приняты: синтетические материалы «Дорнит Ф-2»; клеенка и мелкоячеистая сетка (1,5×1,5 мм); металлические (стальные и алюминиевые) стержни диаметром $d_f = 1,5$ мм, с расстояниями между осями $a_f = 1d_f, 3d_f, 6d_f$. Расположение включений показано на рис. 2.26, 2.27.

Грунт представлял собой полутвердый суглинок ($I_p = 0,12$; $I_L = 0,17$; $\rho_r = 2,10$ г/см³; $\rho_s = 2,70$ г/см³; $\rho_d = 2,10$ г/см³; $e = 0,543$) с влажностью $W = 0,203$, близкой к оптимальной. Получаемая плотность при изготовлении образцов грунта зависела от вида и количества армирующих элементов. Минимальные ее значения ($\rho_r = 1,88$ г/см³) были получены для образцов, армированных Дорнитом в пяти сечениях, максимальные – при линейном армировании со сплошным расположении стальных стержней (плотность армированного грунта $\rho_r = 2,16$ г/см³). Образцы высотой 74,0 мм и диаметром 32,5 мм изготавливались в специальном разъемном цилиндре послойной укладкой и трамбованием. Для обеспечения сцепления слоев, толщина которых была принята 8–10 мм, подошва трамбовки имела конические выступы высотой 2 мм и армирующие элементы укладывались на волнистую поверхность грунта.

Результаты испытаний приведены на рис. 2.25 и 2.26.

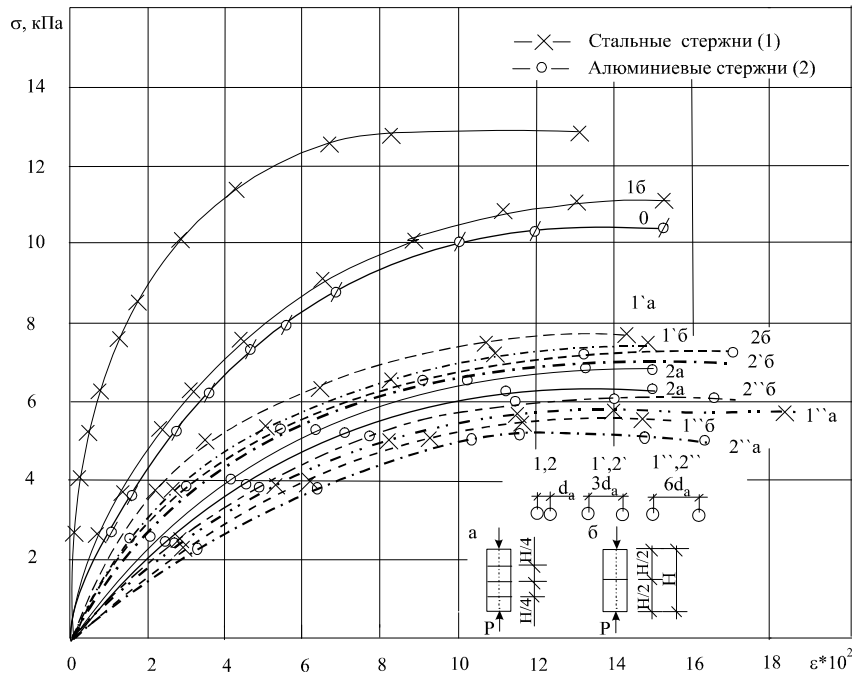


Рис. 2.25. Деформирование при одноосном сжатии линейно армированного грунта по опытам Л.М. Тимофеевой [70]

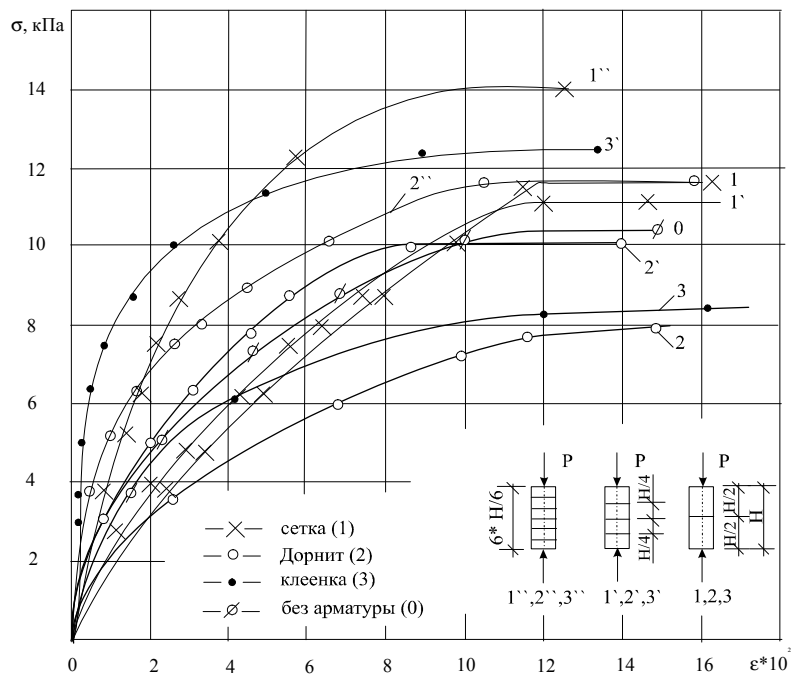


Рис. 2.26. Деформирование двухмерно армированного грунта при одноосном сжатии по опытам Л.М. Тимофеевой [70]

Стержни – относительно нерастяжимые включения (см. рис. 2.25), для увеличения сцепления с грунтом имели спиральную нарезку глубиной 0,2 мм. Значения коэффициентов трения грунта по арматуре, определенные в опытах на срез при сплошном армировании, оказались невысокими и равнялись 0,097 и 0,171 для стальных и алюминиевых стержней соответ-

венно. Это и обусловило низкую жесткость линейно армированного грунта, которая оказалась во всех случаях (кроме сплошной укладки стальных стержней) ниже жесткости неармированного грунта. Все зависимости $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ нелинейны, что обусловлено проскальзыванием грунта по арматуре даже на начальных стадиях нагружения, поэтому модули деформации E_c и коэффициенты Пуассона ν_c определялись при одном и том же давлении $p = 3,75$ кПа.

При высокой объемной концентрации стержней модули деформации композита повышаются с увеличением жесткости стержней на растяжение и изгиб, влияние которой сильнее, чем влияние контактного взаимодействия армирующих элементов с грунтом. При малой объемной концентрации, когда стержни расположены вне зоны взаимодействия ($a_f > 4d_f$), больший армирующий эффект проявляется у элементов с более высоким трением по грунту. Эти результаты аналогичны результатам для дисперсного армирования, как и картина напряженного состояния матрицы вокруг волокнистого включения [70].

Для выяснения истинной картины распределения сдвиговых напряжений, были определены напряжения вблизи нагруженных и ненагруженных стержней, а также получены размеры зоны взаимодействия матрицы с арматурой. Выявлено, что зоны взаимодействия ненагруженных стержней составляют около $2d_f$, а нагруженных – до $5,33d_f$.

В аналогичных исследованиях максимальные сдвиговые напряжения возникают у нагруженной границы образца, уменьшаясь по длине стержня. Тимофеевой Л.М. исследовались образцы с продольным армированием для определения активной зоны сдвиговых деформаций по контакту арматуры с матрицей. Из опытов получено, что максимальные напряжения возникают вблизи краев пластины и исчезают в средней части образца.

В описанных выше опытах Тимофеевой Л.М. [69] на одноосное сжатие армированных глинистых грунтов армирующие прослойки размещались в одном, трех и пяти сечениях по высоте образцов. При армировании сеткой (см. рис. 2.26 кривые 1, 1' и 1'') все зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$ близки к линейным вплоть до момента разрушения. Для других видов армирования и для неармированного грунта графики нелинейные, причем включение армирующих прослоек приводит даже к повышению сжимаемости за счет недостаточного уплотнения грунта, которому мешают прослойки. Поперечное расширение при армировании снизилось в зависимости от типа и количества армирующих прослоек.

Лабораторные испытания позволяют получить качественную картину поведения армированных грунтов при различном напряженном состоянии, однако результаты испытаний зависят от масштабного эффекта и получаемые значения деформативных параметров являются заниженными по сравнению с определенными при полевых опытах [69], что характерно и для неармированных грунтов.

Предположение постоянства модуля деформации армирующего включения, т.е. $E_f = \text{const}$, при сжимающих и растягивающих напряжениях, исключает учет особенности деформирования глинистых и, особенно, песчаных грунтов, у которых очень невелика или практически равна нулю жесткость на растяжение при относительно высоких жесткостях на сдвиг и сжатие, т.е. учет разномодульности грунтов. При армировании грунтов высокомодульными армирующими материалами это не приводит к большим погрешностям. Более существенным фактором в этом случае является проскальзывание грунта по арматуре. Однако для низкомодульных синтетических прослоек армирующей эффект достигается именно вследствие разномодульности грунта. Чтобы учесть разномодульность армированной среды R.M. Jones предложил ввести «весовые коэффициенты», зависящие от главных напряжений и определяемые экспериментальным путем. Эти коэффициенты вводятся как поправки к коэффициентам Пуассона при вычислении ортотропных деформативных параметров.

Анализ проведенных Л.М. Тимофеевой экспериментальных исследований деформативных свойств армированных различной арматурой грунтов, показал, что весовые коэффициенты для волокнисто армированных грунтов и фиброгрунтов близки к единице, и их можно не учитывать в пределах линейной стадии нагружения. При возрастании нагрузки НДС становится нелинейным, зависящим от величины действующих напряжений, появляются зоны проскальзывания грунта по арматуре, уменьшаются силы их взаимодействия и увеличивается сжимаемость грунта. Основную роль в проявлении бимодульности армогрунта играют эффекты взаимодействия частиц грунта с армирующими элементами. Контактное взаимодействие арматуры с грунтом оказывает влияние на модуль сдвига G , который для разномодульной грунтовой среды является основным деформативным параметром, определяющим все остальные характеристики [69].

На основе проведенного анализа испытаний грунта на одноосное сжатие Рубан О.А. и Балашовой Ю.Б. [59] сделан вывод, что деформативные параметры армированного грунта в случае одноосных испытаний могут быть эквивалентны неармированному, только более жесткому грунту. Причем жесткость армированного образца обеспечивается сопротивлением контакта «грунт-арматура», препятствующего свободному боковому расширению грунта.

Результаты экспериментальных и теоретических исследований позволяют сделать следующие выводы.

Выводы по разделу 2

1. Прочность грунтов зависит существенным образом от вида напряженного состояния, возникающего в основании при различных внешних условиях силового нагружения.

2. Теоретические исследования показывают, что чем меньше значения угла внутреннего трения, тем меньше влияние параметра Лоде на его изменение. Отсюда использование той или иной теории прочности для песчаных грунтов имеет важное значение.

3. Установлено, что с увеличением параметра Лоде от -1 до 0 имеет место увеличение угла внутреннего трения. После же перехода к положительным значениям параметра Лоде отмечается снижение угла внутреннего трения до предельного случая $\mu_\sigma = 1$.

4. Прочность грунтов в большей степени, чем его деформативность, зависит от вида траектории нагружения, особенно при предельном уровне напряжений как для естественных, так и для армированных грунтов.

5. Результаты исследований в условиях прямого сдвига сопоставимы с результатами в условиях плоской деформации в случаях, когда положение плоскости отложения частиц песчаного грунта совпадает.

6. Введение армирующих элементов в образец приводит к росту прочности, так же как и их количество в образце или уменьшение расстояния между элементами по высоте образца.

7. Прочность армированного грунта выше прочности неармированного, а деформируемость ниже.

3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ АРМИРОВАННЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Изучение влияния вида напряженного состояния на прочностные свойства песчаного грунта было выполнено с использованием двух приборов или, что более правильно механических устройств. Это прибор трехосного сжатия – стабилометр и прибор одноплоскостного среза.

В стабилометре возможно провести исследования, осуществляя нагружение по различным траекториям (см. разд. 2.6), а в приборе одноплоскостного среза условия нагружения неизменны. Срез грунта выполняется по плоской горизонтальной поверхности.

Результаты, получаемые в процессе проведения опытов с образцами грунтов в приборах трехосного сжатия и одноплоскостного среза, будут зависеть от многих факторов, среди которых наиболее важными являются следующие.

1. Методика подготовки образцов-близнецов.
2. Влияние сил трения и размеров образцов грунта на их напряженно-деформированное состояние.
3. Погрешности измерения усилий и перемещений в механических устройствах (приборах), применяемых при испытании образцов грунта.
4. Точности оценки данных на основе метода доверительного интервала.

Прежде чем перейти к исследованию влияния перечисленных факторов приведем основные физические свойства песка, который использовался в качестве основного материала в опытах. При этом следует иметь в виду, что определение физических свойств песка было произведено в соответствии с требованиями соответствующих ГОСТ [25, 28, 29, 30] по стандартным методикам.

3.1. Свойства песка

В качестве песчаного грунта в опытах применялся песок из месторождения, которое расположено вблизи г. Городище Пензенской области.

Механический состав. В опытах использовался песок морской палеогенового возраста кварцевый охристый средней крупности, гранулометрический состав которого приведен в табл. 3.1, а на рис. 3.1 показана кривая однородности его механического состава. Коэффициент неоднородности определен ситовым методом с промывкой водой по [29], в соответствии с которым рассматриваемый песок относится к категории однородного ($C_u < 3$):

$$C_u = D_{60} / D_{10} = 0,164 / 0,12 = 1,36.$$

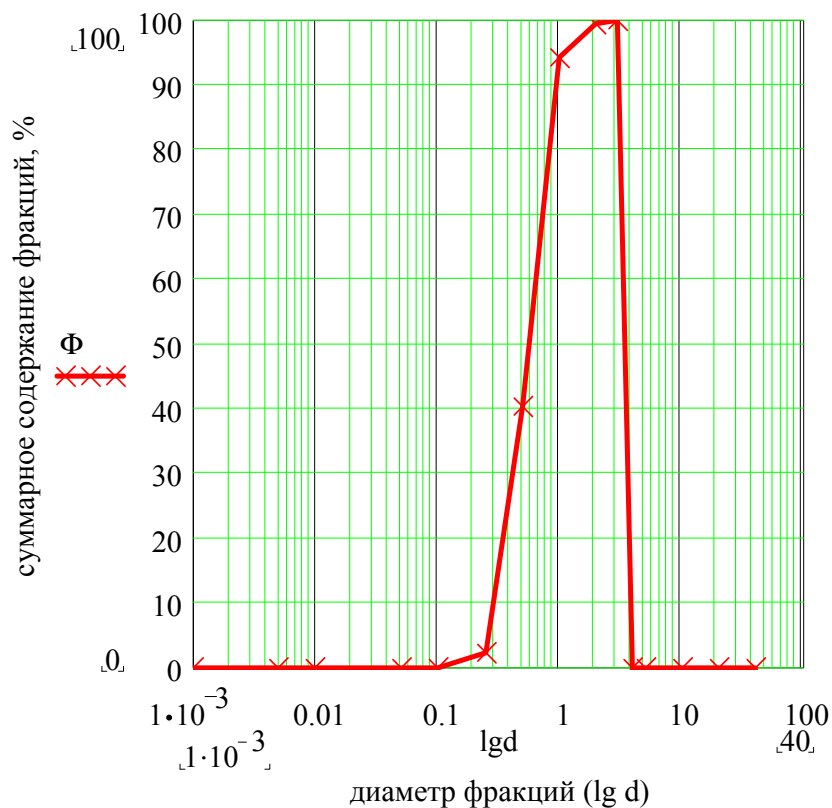


Рис. 3.1. Интегральная кривая гранулометрического состава

Т а б л и ц а 3 . 1

Гранулометрический состав песка

Крупность, мм	Фракции, мм.						
	10–5	5–2	2–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	< 0,1
Вес фракций, г	0	0	0,65	4,99	54,05	37,86	2,45
Содержание фракций по массе, %	0	0	0,65	4,99	54,05	37,86	2,45
Сумма фракций с частицами меньше данного диаметра, %	0	0	100	99,35	94,36	40,31	2,45

Физические характеристики определялись по ГОСТ [25]. Результаты определений приведены в табл. 3.2. В опытах использовался песок в воздушно-сухом состоянии при влажности окружающего воздуха. Поэтому ее влияние незначительно и не учитывалось при обсуждении результатов.

Т а б л и ц а 3 . 2

Физические характеристики песка до испытания

Естественная влажность W , %	Плотность твердых частиц, ρ_s , г/см ³
Воздушно-сухое состояние	2,62

Начальная плотность образцов. Исследования проводились при значении плотности сложения образцов песка в среднем состоянии при коэффициенте пористости e :

- в приборе трехосного сжатия $e = 0,624$;
- в приборе одноплоскостного среза $e = 0,619$;
- в лотке плоской деформации $e = 0,620$.

Классификация песка по плотности принята по табл. Б. 18 [28].

3.2. Методика подготовки образцов-близнецов песчаного грунта

Основная сложность при испытании песчаных образцов грунта состоит в подготовке большого количества образцов с одинаковой плотностью и структурой сложения. Если исходить из требований [27], то для определения нормативного значения прочностных параметров необходимо, по крайней мере, не менее 6 образцов.

В отличие от глинистого грунта, образцы песчаного грунта изготавливаются непосредственно в рабочей камере прибора трехосного сжатия (стабилометра) или приборе одноплоскостного среза и имеют цилиндрическую форму с диаметром 38, 70 мм и высотой 80 и 35 мм, соответственно. Изготовление образцов только в рабочей камере прибора исключает массовую подготовку образцов к испытаниям, что увеличивает стоимость испытаний, во-первых, и, во-вторых, снижает точность испытаний из-за невозможности достижения однородной плотности по объему образцов.

Согласно [27] количество определений для вычисления нормативного и расчетного значения характеристики грунта зависит в общем случае от степени неоднородности грунтов оснований и требуемой точности вычисления характеристики и устанавливается в соответствии с рекомендуемым приложением к ГОСТ [27]. В лабораторных условиях, казалось бы, проще выполнить условия однородности при подготовке образцов песка. Фактически же невозможно подготовить два образца с одинаковой плотностью по объему и одной и той же структурой. Под структурой песка мы будем понимать взаимное, пространственное расположение его частиц в объеме образца.

Так как изменение пористости песчаного грунта может быть произведено лишь в определенных пределах, в настоящей работе применены следующие три метода подготовки образцов песчаного грунта (рис. 3.2) [33, 123, 129].

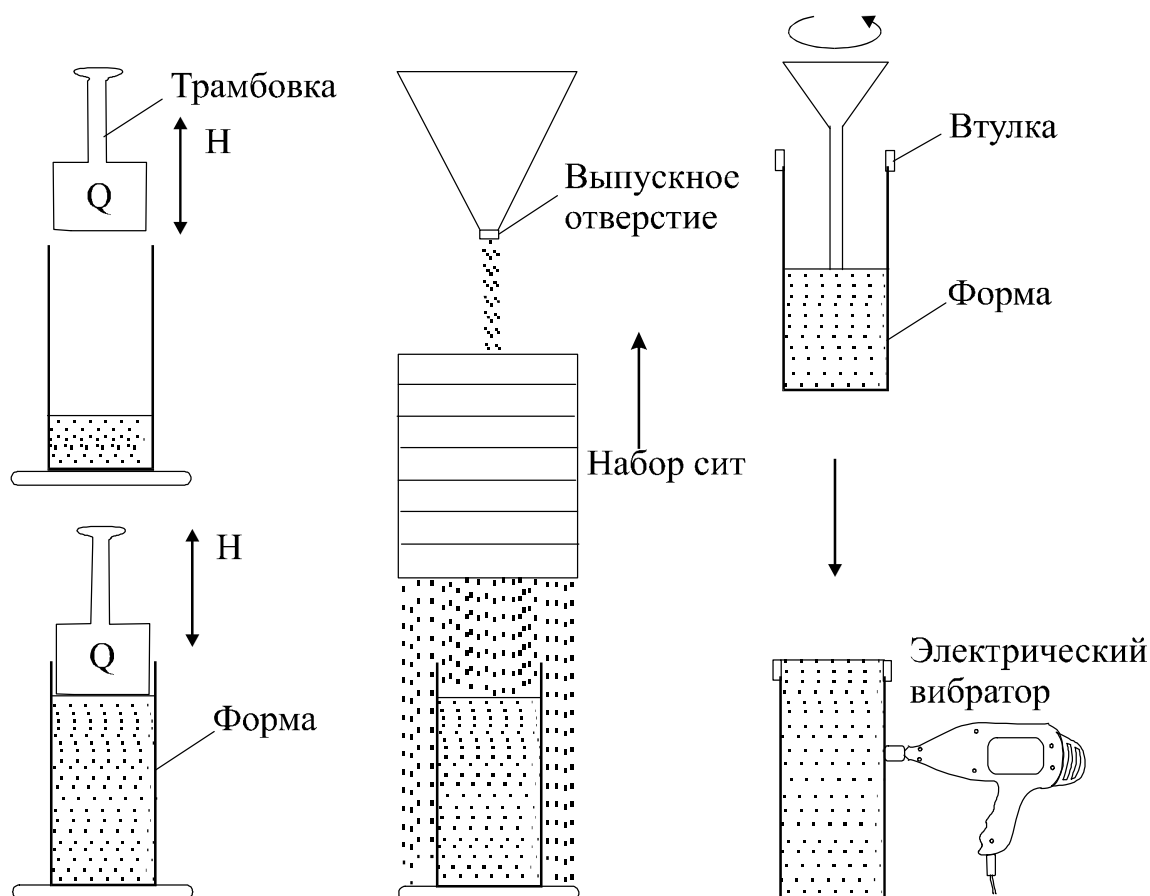


Рис. 3.2. Методы подготовки образцов песчаного грунта:
 а – весовой; б – объемный;
 в – вибрационный

Методика **весового метода** (рис. 3.2 а) заключается в послойном уплотнении песка вручную с помощью небольшого штампа. Масса трамбовки в наших экспериментах принималась равной 900 г. По ГОСТ [30] в приборе «Союздорнии» для стандартного уплотнения грунтов масса трамбовки 2,5 кг, падает с высоты 300 мм в цилиндр $d/h = 100/127$ мм. Песок насыпается слоем толщиной не более 5 мм и уплотняется постукиванием штампа о его поверхность, сбрасывая его с высоты 12 см. После наполнения рабочей камеры прибора песком производится определение общей массы насыпанного песка и находится значение удельного веса грунта. Зная массу первого образца песка, второй, третий и т.д. образцы подготавливаются подобным образом, стараясь засыпать весь песок в рабочую камеру прибора.

В табл. 3.3 приведены значения удельного веса грунта и коэффициента пористости, полученные для образцов подготовленным рассмотренным способом. Предельные значения коэффициента пористости e_{\max} и e_{\min} , определенные данным методом, равны соответственно 0,626 и 0,508. Для получения требуемой точности необходимо провести не менее 6 испытаний.

Таблица 3.3

№ п/п	Количество ударов трамбовкой	Удельный вес γ , г/см ³	Коэффициент пористости e
1	0	1,461	0,793
2	1	1,626	0,626
3	3	1,658	0,580
4	5	1,686	0,554
5	10	1,701	0,539
6	20	1,723	0,520
7	30	1,738	0,508

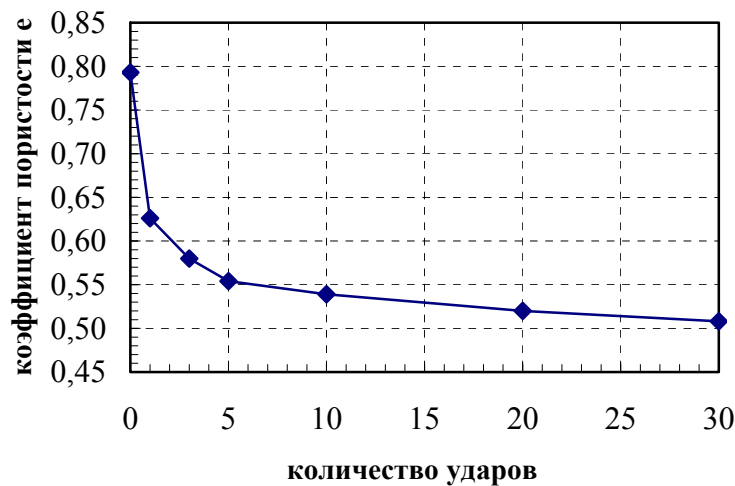


Рис. 3.3. Зависимость коэффициента пористости песка от количества ударов трамбовкой массой 900 г в весовом методе

Используя весовую методику можно проведя испытания не менее 6 образцов песка определить с доверительной вероятностью $\alpha = 0,85$ параметры прочности песчаного грунта. Однако известно [33, 123], что прочность песчаного грунта зависит не только от его плотности, но и от его структуры. Опыты этих авторов показали, что значения угла внутреннего трения φ зависят не только от параметра Лоде, μ_σ , но и от положения плоскости отложения частиц песка принятой при формировании образцов песчаного грунта.

В **объемном** методе подготовки образцов, как показано на рис. 3.2 б, навеска песка высыпается в форму из воронки с выходным диаметром равным 0,8 см через набор из 3–7 сит. Плотность, достигаемая этим способом, зависит от высоты падения частиц песка. Чтобы обеспечить однородную плотность по высоте образца необходимо или поднимать воронку или опускать форму со скоростью равной скорости падения частиц, так, чтобы высота падения частиц песка была одинаковой. Образец, подготовленный таким методом, показывает ярко выраженную зависимость прочности пес-

ка от ориентации его частиц в вертикальной плоскости [129] и в меньшей степени от случайного расположения частиц в горизонтальной плоскости.

В табл. 3.4 и на рис. 3.4 приведены значения удельного веса грунта и коэффициента пористости, полученные для образцов подготовленных рассмотренным способом в стеклянной форме (лоток), в рабочей камере прибора трехосного сжатия (стабилометра) по резиновой оболочке, натяжение которой создается давлением разряжения равным 15 кПа и в камере сдвигового прибора (металл) [78].

Т а б л и ц а 3 . 4

№	Высота падения частиц h , см	Плотность ρ , г/см ³			Коэффициент пористости e		
		по стеклу	по резине	по металлу	по стеклу	по резине	по металлу
1	0	1,461	1,461	1,461	0,793	0,793	0,793
2	10	1,506	1,466	1,476	0,739	0,787	0,779
3	15	1,533	1,471	1,484	0,709	0,780	0,766
4	20	1,570	1,480	1,495	0,668	0,770	0,754
5	25	1,599	1,496	1,509	0,639	0,751	0,733
6	30	1,617	1,518	1,530	0,620	0,727	0,712
7	35	1,636	1,540	1,552	0,601	0,702	0,688
8	40	1,641	1,568	1,572	0,597	0,670	0,667
9	50	1,658	1,613	1,618	0,581	0,624	0,619

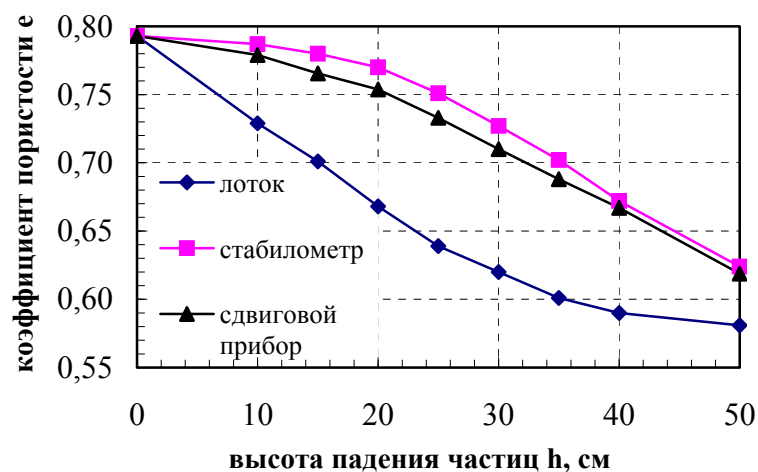


Рис. 3.4. Зависимость коэффициента пористости от высоты падения частиц песка в объемном методе: в лотке (по стеклу), в камере прибора трехосного сжатия – стабилометре (по резиновой оболочке), в рабочей камере сдвигового прибора (по металлу) [78]

В **вибрационном** методе, как показано на рис. 3.2 в, после заполнения песком формы через узкую трубку песок уплотняется при помощи электрического вибратора до достижения требуемой плотности. Д.Д. Баркан [7] отмечает, чтобы вибрирование оказывало существенное влияние на

уменьшение пористости песка, необходимо чтобы последний не был загружен и, чтобы вибрирование велось с ускорением, более $5g$. Установлено, что при этих условиях коэффициент пористости изменяется мало и может быть принят за предельное значение коэффициента минимальной пористости e_{\min} . Выявлено, что при постоянной частоте колебаний коэффициент пористости уменьшается с увеличением амплитуды колебаний. Точно также при постоянной величине амплитуды колебаний и переменной частоте коэффициент пористости возрастает с увеличением частоты колебаний.

Таким образом, коэффициент пористости определяется ускорением колебаний, и в качестве характеристики действия вибраций на грунт должно быть принято именно ускорение колебаний, или, вернее силы инерции, действующие на частицы грунта при их вибрировании.

Так как силы инерции пропорциональны плотности частиц, то при прочих равных условиях системы с частицами большего удельного веса будут уплотняться интенсивнее, чем системы, составленные из частиц меньшего удельного веса. Однако удельные веса различных несвязных грунтов так мало отличаются между собой, что можно считать уплотнение, достигаемое вибрированием, как функцию только от ускорения колебаний, сообщаемых грунту. Уплотнение не зависит от направленности колебаний и при постоянной частоте определяется только величиной амплитуды.

Определив зависимости коэффициента пористости от амплитуды и частоты, можно построить графики, устанавливающие связь между коэффициентом пористости и ускорением колебаний. При этом по оси абсцисс откладывается не само ускорение, а отношение n ускорения колебаний к ускорению силы тяжести.

Экспериментальные исследования, выполненные Д.Д. Барканом [7] показали, что характер функции $e = e(n)$ для всех песков один и тот же (рис. 3.5). В начальном состоянии пески имеют приблизительно один и тот же коэффициент пористости, приближающийся к предельному значению (около 1). При действии на песок вибрации даже с малым ускорением происходит его значительное уплотнение. По мере уменьшения коэффициента пористости ускорение колебаний вызывающее изменение коэффициента пористости на одну и ту же величину, возрастает весьма интенсивно. При значительных ускорениях колебаний относительное изменение коэффициента пористости невелико, и его величина может быть принята близкой к коэффициенту минимальной пористости.

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы. Минимальный коэффициент пористости полученный в весовом методе – 0,51, а в объемном – от 0,58 (в стеклянной форме) до 0,62 (в рабочих камерах стабилметра и сдвигового прибора), что более близко к значению коэффициента пористости песков в естественном залегании. Достоинство объемного метода заключается в том, что он в большей степени соответст-

вует природе формирования песчаных отложений в реальных массивах. Формирование естественных отложений песчаных грунтов происходит подобным образом вследствие выпадения в водных потоках более тяжелых частиц песка или в результате их переноса воздушными потоками. Грунты, приближающиеся к предельному состоянию e_{\min} в природе встречаются весьма редко, и обычно коэффициент пористости песков в естественном залегании равен или более 0,6. При подготовке образцов в приборе трехосного сжатия (стабилометре) необходимо учитывать натяжение резиновой оболочки при вакуумировании не менее 15 кПа.

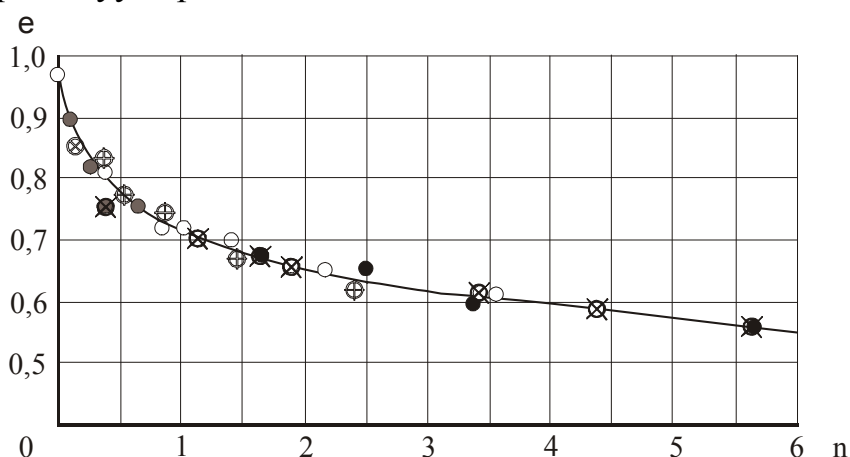


Рис. 3.5. Зависимость коэффициента пористости песка от отношения n ускорения колебаний к ускорению силы тяжести ($e_{\min} = 0,54$; $e_{\max} = 1$) по опытам Д.Д. Баркана [7]

3.3. Приборы, применяемые при определении механических свойств грунтов

Исследование влияния вида напряженного состояния на прочностные и деформационные свойства грунтов возможно провести в приборах различной конструкции. Это стабилометры типа А и В [22, 23], прибор истинного трехосного сжатия конструкции А.Л. Крыжановского – Bishop A.W, М.В. Малышева и Э.Д. Фрадиса, В.З. Хейфица, R.F. Scott и Н.У. Ко, М. Гольдшнейдера и Г. Гудехуса и др. [22, 141] и прибор кручения конструкции В.В. Ковтуна, М.В. Малышева, А.С. Строганова, Л.В. Довгань, А.Л. Гольдина и Р.Л. Ширяева, F. Tatsuoka, R.K.S. Wong и др. [22, 23, 110, 150]. Условия нагружения образцов грунта показаны на рис. 2.15.

В общем случае для исследования напряженно-деформированного состояния грунтов следует применять прибор конструкции А. Л. Крыжановского – Bishop A.W, в котором возможно независимое нагружение кубического образца грунта по всем трем главным осям. При нагружении выполняется условие соосности осей напряжений и деформаций. Однако провес-

ти испытания с вращением осей главных напряжений/деформаций в приборе данной конструкции невозможно.

Существенным конструктивным недостатком данного прибора является наличие «мертвых» не нагружаемых участков в угловых зонах образца грунта. В 1981 В.А. Микулич и позднее А.А. Землянский, Г.Г. Болдырев [17] устранили этот недостаток, разработав конструкцию нового прибора истинного трехосного сжатия. В последних приборах нагружение образца грунта выполняется посредством гладких жестких штампов, в отличие от прибора А.Л. Крыжановского, в котором нагружение осуществляется через гибкие мембраны.

В стабилометре возможно нагружение образца грунта в условиях осесимметричного деформирования, когда $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$, а в приборе А.Л. Крыжановского в условиях пространственной деформации при $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$. В частном случае в приборе истинного трехосного сжатия возможно реализовать условия осесимметричного деформирования.

Несмотря на отмеченные преимущества прибора истинного трехосного сжатия он не нашел широкого практического применения из-за своей конструктивной сложности. Кроме того, в приборах конструкции В.А. Микулича и А.А. Землянского – Г.Г. Болдырева практически невозможно создать однородное деформированное состояние из-за наличия трения на грузочных штампах прибора. Введение смазки не решает полностью проблему неоднородности деформаций [137, 150, 152]. В заключение следует отметить, что прибор конструкции Wong R.K.S. [150] позволяет проводить исследования напряженно-деформированного состояния грунтов с вращением осей напряжений и деформаций.

В приборах на кручение проводятся испытания полых цилиндрических образцов грунта, создавая давление внутри и снаружи образца с последующим приложением крутящего момента на верхнем конце образца (рис. 2.15 (1)). Такая схема испытаний чрезвычайно сложна, применяют ее в основном в научно-исследовательских целях. Подготовить полые образцы, в частности песчаного грунта, очень сложно. Для этого применяется метод замораживания водонасыщенных образцов с последующим оттаиванием и дегазацией порового пространства.

Следует заметить, что в настоящее время в нашей стране для практических целей при определении механических свойств грунтов рекомендуется использовать приборы трехосного сжатия – стабилометры, тем более все исследования можно провести в рамках действующего ГОСТ [26], а прибор истинного трехосного сжатия и прибор на кручение не имеют нормированной методики испытаний [76].

К сожалению, до сих пор при проведении инженерно-геологических изысканий трестами инженерно-строительных изысканий (ТИСИЗ) выполняется определение прочностных свойств грунтов с использованием толь-

ко приборов одноплоскостного среза (рис. 3.6), а не стабилометров и тем более приборов истинного трехосного сжатия. Это объясняется во-первых тем, что испытания в стабилометре дороже и сложнее. Во-вторых, наша промышленность не выпускает стабилометры, а зарубежные приборы очень дороги. Поэтому очень важно связать результаты испытаний в стабилометре с результатами испытаний на более простых приборах, в частности приборе одноплоскостного среза. Фактически речь идет о том, чтобы найти экспериментально функциональную связь между параметрами прочности в условиях одноплоскостного среза и этими же значениями в условиях сложного напряженного состояния [10, 11].

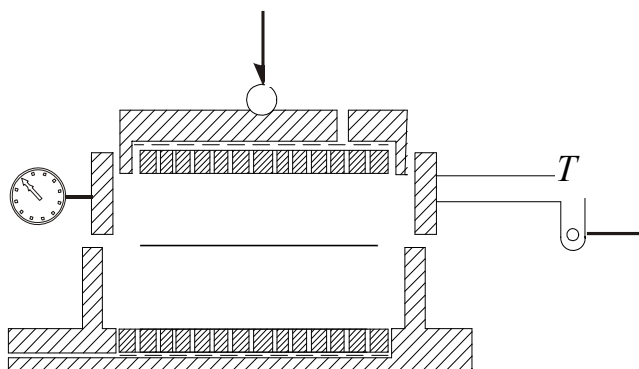


Рис. 3.6. Схема испытания в приборе одноплоскостного среза

Так как в дальнейшем мы будем проводить испытания песка в приборе трехосного сжатия (стабилометре) и приборе одноплоскостного среза (далее по тексту «сдвиговой прибор»), то необходимо рассмотреть их конструктивные особенности. Прибор одноплоскостного среза является стандартным и его конструкция общеизвестна (см. рис. 3.6) поэтому ее не следовало бы рассматривать. Однако нами внесены изменения в его конструкцию, которые запатентованы [67]. Пневматический стабилометр, который мы также использовали при проведении опытов, разработан на кафедре «Геотехника и дорожное строительство» ПГУАС и отличается от общеизвестных, применяемых в геотехнических лабораториях России [17]. В связи с этим рассмотрим их конструктивные особенности.

3.3.1. Конструкция прибора трехосного сжатия

Прибор трехосного сжатия состоит из следующих основных узлов (рис. 3.7, 3.8): прозрачного цилиндра 1, основания 2, опорной плиты 3, верхней плиты 4, пневмоцилиндра 5.

На основании 2 закреплена опорная плита 3, электро-пневмоклапаны 6, разъемы 7, 32, 35, два шаровых крана 22, 23 и входной штуцер 36. На опорной плите закреплены четыре откидных стойки 8 для крепления верхней плиты 4 при помощи четырех гаек 9.

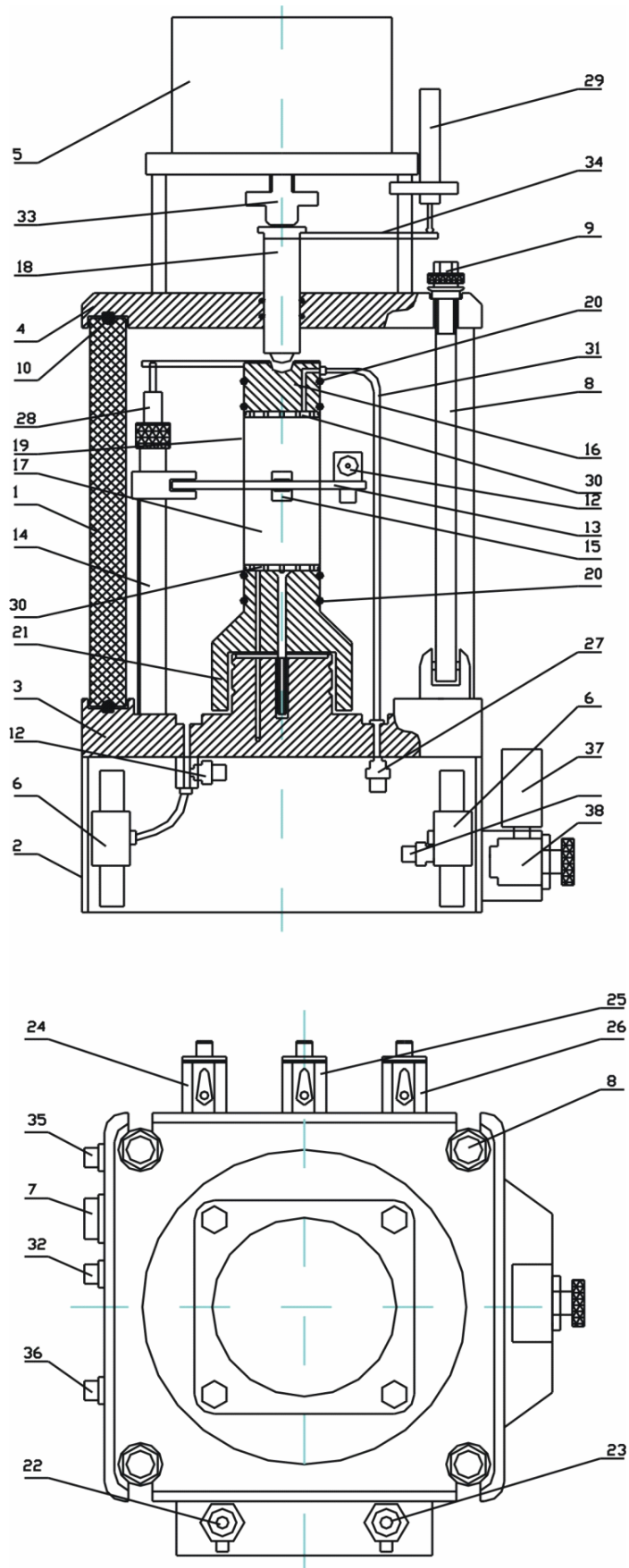


Рис. 3.7. Конструкция прибора трехосного сжатия (стабилометра)



Рис. 3.8. Общий вид прибора трехосного сжатия (стабилометра)

Прозрачный цилиндр 1 устанавливается через резиновое кольцо 10 на опорную плиту. Верхняя плита через резиновое кольцо 10 устанавливается на прозрачный цилиндр 1 и закрепляется на стойках 8 при помощи гаек 9.

Боковое давление и вертикальное усилие на образец грунта создаются давлением сжатого воздуха, который подается под прозрачный цилиндр 1 и в пневмоцилиндр 5 через группу электропневмоклапанов 6 закрепленных на основании 2. Датчик бокового давления 12 закреплен на нижней стороне основания 3.

Датчик радиальных перемещений 12 закреплен на скобе 13 при помощи винта. Скоба закреплена винтом на стойке 14. При расширении или сжатии образца грунта радиальная деформация передается через кулачки 15 на шток датчика перемещений. Пружина или резиновое кольцо служит для прижатия кулачков к боковой поверхности образца грунта.

Нагрузочный штамп 16 устанавливается на образец грунта 17. Вертикальная нагрузка на образец грунта передается через шток 18.

Образец грунта помещается в резиновую оболочку 19, которая прижимается резиновыми кольцами 20 к нагрузочному штампу 16 и неподвижному нижнему штампу 21. На основании закреплены два шаровых крана 22, 23, при помощи которых осуществляется возврат поршня пневмоцилиндра в начальное положение.

На опорной плите 3 имеется три шаровых крана. Крайний правый 24 для сброса давления воздуха из рабочей камеры после проведения испытаний. Средний кран 25 для дренирования поровой воды из нижней части

образца, и крайний левый кран 26 для дренирования поровой воды из верхней части образца грунта.

Поровое давление в образце грунта измеряется датчиком давления 27, который закреплен на нижней стороне опорной плиты 3.

Вертикальное перемещение измеряется двумя датчиками.

Первый датчик 28 с диапазоном измерения 0–10 мм расположен внутри рабочей камеры и предназначен для измерения вертикальных перемещений на стадии всестороннего обжатия образца грунта. Датчик размещен внутри стойки 14.

Второй датчик перемещений 29 закреплен вне рабочей камеры и измеряет вертикальное перемещение на стадии девиаторного нагружения образца грунта. Диапазон измерения 0–30 мм.

Нижний штамп 21 конструктивно состоит из двух частей. В собранном состоянии он позволяет проводить испытания с образцами диаметром 38 мм и высотой 75–80 мм. При испытании образцов диаметром 50 мм и высотой 140–150 мм, необходимо удалить съемный нижний штамп диаметром 38 мм. В нижнем и нагрузочном штампах имеются каналы для отвода поровой воды.

В нагрузочном и нижнем штампах закреплены фторопластовые фильтры 30. Трубка 31 служит для отвода поровой жидкости из нагрузочного штампа. Манометр 37 и пневморедуктор 38 закреплены на основании 2 и используются для регулировки давления сжатого воздуха в приборе. Гайка 33 используется для перемещения штока 18 в начальное положение.

3.3.2. Конструкция сдвигового прибора

Стандартный сдвиговой прибор (см. рис. 3.6) включает срезыватель, нагрузочное устройство, подъемное устройство подвижной панели, механизм передачи на образец грунта горизонтального усилия и индикатор часового типа. Основным недостатком данного прибора является низкая точность измерений вследствие наличия системы рычагов и гибких тяг для приложения нормального и в особенности горизонтального срезывающего усилия.

В сдвиговом приборе параметры прочности грунта: угол внутреннего трения и сцепление определяются из условия прочности Кулона (3.10).

Распределение нормальных и касательных напряжений в образце грунта, в том числе и в плоскости среза показано на рис. 3.9. Как видно из рис. 3.9 нормальное напряжение в плоскости среза «а-а» не равно нормальному напряжению на поверхности образца грунта вследствие наличия трения между грунтом и боковой поверхностью гильзы. Фактическое усилие в плоскости среза (или нормальное давление) будет менее созданного на поверхности образца грунта на величину сил трения между грунтом и

боковой поверхностью гильзы. Однако параметры прочности φ и c определяются в предположении равенства нормальных напряжений на поверхности образца и в плоскости среза. Падение нормального давления в плоскости среза по отношению к нормальному давлению на образце грунта приводит в итоге к тому, что в опытах получается заниженное значение сопротивления сдвигу. Последнее обстоятельство существенным образом оказывает влияние на расчетную величину несущей способности оснований, так как известно [46], что изменение угла внутреннего трения всего на $1-2^\circ$ приводит к изменению несущей способности оснований (по СНиП [65] формула 16) до нескольких десятков процентов.

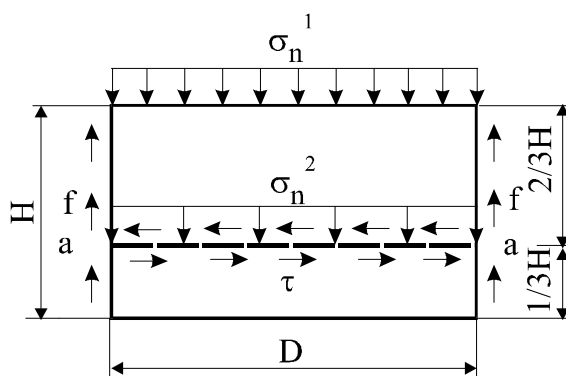


Рис. 3.9. Характер сил, реализуемый в сдвиговом приборе $\sigma_n^1 > \sigma_n^2$

Для того чтобы учесть влияние сил трения в конструкцию сдвигового прибора внесены следующие изменения [67] (рис. 3.10). Сдвиговой прибор, содержащий срезыватель 5, механизм вертикального давления II с соответствующими верхней 14 и нижней 16 гильзами и датчиком силы 21, механизм горизонтального среза I с датчиком перемещений 6, блок управления отличается тем, что в механизм вертикального давления II введен установленный на нижней обойме 16 второй датчик силы 22, а блок управления выполнен в виде контроллера, связанного соответственно через первый цифро-аналоговый преобразователь (ЦАП) с механизмом горизонтального среза I, через второй ЦАП с механизмом вертикального давления II, через первый АЦП (аналого-цифровой преобразователь) и первый НУ (нормирующий усилитель) с первым датчиком силы 21, через третий АЦП и второй НУ (нормирующий усилитель) с первым датчиком силы 21, через второй АЦП и второй НУ со вторым датчиком силы 22, через третий АЦП, устройство выборки-хранения и третий НУ с датчиком перемещений 6, который через устройство питания датчика связан с устройством выборки хранения. Введение второго датчика силы 22 и выполнение блока управления описанным выше образом позволяет через первый 21 и второй 22 датчики силы создать требуемое нормальное давление непосредственно в плоскости среза, а не только на поверхности образца грунта под нагрузоч-

ным штампом. Это связано с тем, что информация со второго датчика 22 показывает распределение нормального давления с учетом сил трения, эффекта дилатации или контракции. Управление величиной нормального давления в плоскости среза, в отличие от известных ранее сдвиговых приборов, позволяет не только поддерживать постоянным нормальное давление в плоскости среза, но и поддерживать заданную постоянную скорость среза или управлять ею в процессе нагружения.

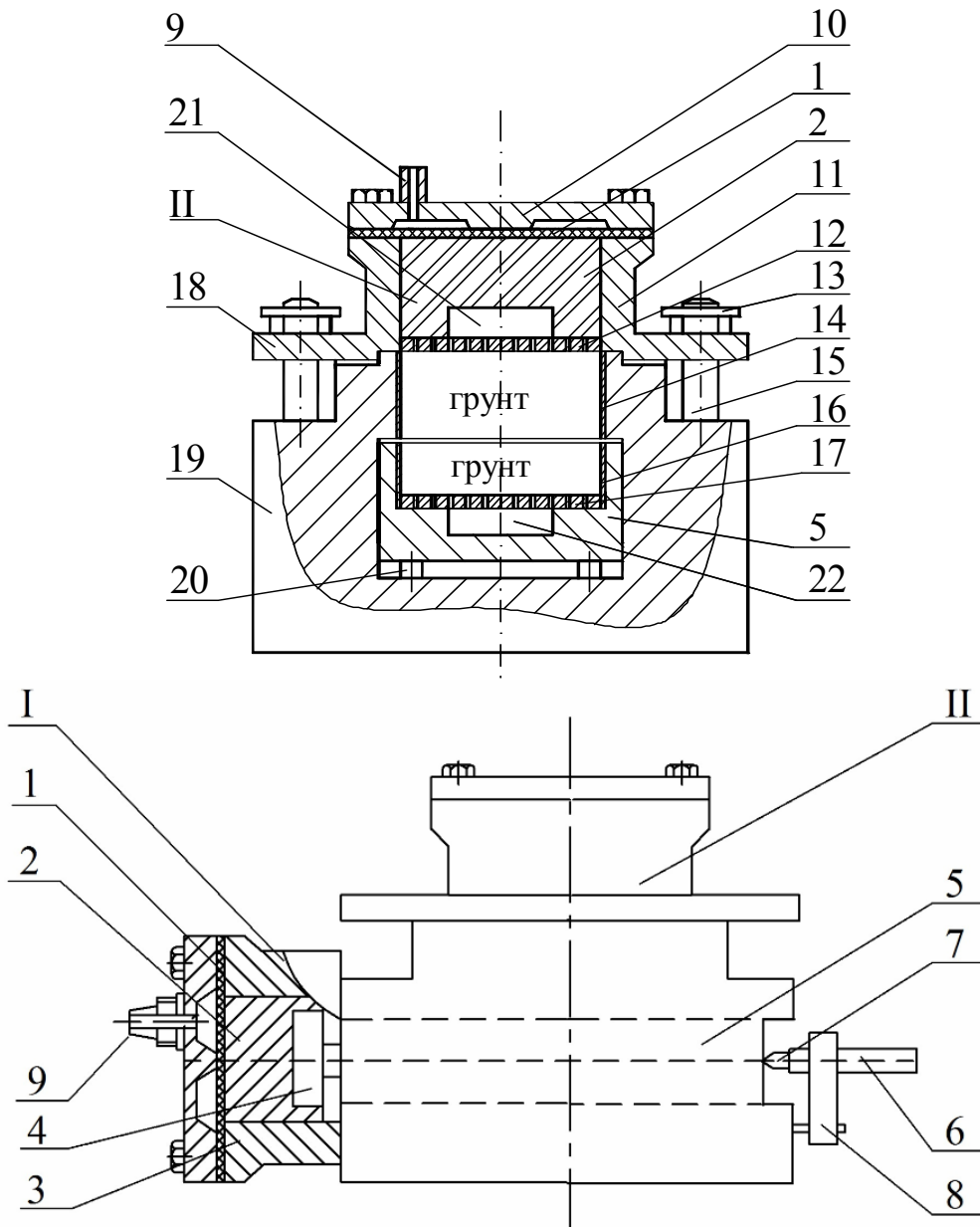


Рис. 3.10. Конструкция модернизированного сдвигового прибора [67]

Общий вид прибора показан на рис. 3.11.



Рис. 3.11. Общий вид сдвигового прибора [67]

3.4. Методика испытания грунтов при различном напряженном остоянии в приборе трехосного сжатия и сдвиговом приборе

3.4.1. Метод трехосного сжатия

По ГОСТ [26] испытания в стабилометре проводятся с использованием метода трехосного сжатия. Сущность метода заключается в следующем.

Испытание грунта методом трехосного сжатия проводят для определения следующих характеристик прочности и деформируемости: угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c , сопротивления недренированному сдвигу c_u , модуля деформации E и коэффициента поперечной деформации ν для песков и глинистых грунтов.

Согласно ГОСТ [26] эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в стабилометре при возможности бокового расширения образца грунта в условиях трехосного осесимметричного статического нагружения при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Из последнего выражения можно сделать вывод о том, что по ГОСТ [26] испытания в стабилометре проводятся только по двум траекториям нагружения: гидростатического сжатия при $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ и раздавливания при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Случай испытаний по траектории расширения при $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ в ГОСТ не регламентирован, несмотря на то, что данная схема нагружения, как отмечалось в разд. 2.6, имеет место в основании фундаментов (рис. 2.10).

Таким образом, в стабилометре возможно реализовать четыре траектории нагружения: гидростатического сжатия; раздавливания, (ТС); расширения, (ТЕ); чистого сдвига, (SS) (см. рис. 2.10–2.11). Практически этого

достаточно для оценки влияния вида напряженного состояния на прочностные и деформационные свойства грунтов [17].

Поэтому, в соответствии с тем или иным классом решаемой краевой задачи, выбирается схема испытаний образцов грунтов в стабилометре.

При решении задач устойчивости массивов грунта при незавершенной консолидации и находящихся тем более в водонасыщенном состоянии необходимо знать параметры прочности определенные в условиях неконсолидированно-недренированных испытаний.

В том случае, если решается задача расчета устойчивости оснований плотин, насыпей и выемок следует использовать схему консолидированно-недренированных испытаний.

И последняя схема испытаний, консолидированно-дренированные, когда полученные механические параметры используются для расчета несущей способности и деформации большинства оснований зданий и сооружений.

Из рассмотренного ранее (глава 2) следует, что влияние вида напряженного состояния на прочностные свойства грунтов можно исследовать в рамках различных трех схем испытаний. Однако из-за большого объема подобных исследований мы остановимся в данной работе исследованиями только для случая консолидированно-дренированных испытаний. Подобный подход объясняется тем, что мы исследуем поведение песчаного грунта в основании фундамента. В исследовательских целях обычно проводят испытания по траекториям нагружения раздавливания и расширения и значительно реже в условиях одноплоскостного среза.

На практике имеются случаи, когда испытания на расширение имеют большее прикладное значение. Например, при определении пассивного давления грунта, устойчивости оболочек тоннелей и выпуске сыпучего материала из силосов. С теоретической точки зрения испытания по траектории расширения имеют важное значение, так как все условия прочности полученные ранее основаны на результатах испытаний грунтов по траектории раздавливания. Имея результаты испытаний по траекториям ТЕ и ТС можно внести коррективы в известные условия прочности.

В течение трехосных испытаний на расширение боковое давление (или всестороннее давление) в камере стабилометра остается постоянным $\sigma_2 = \sigma_3$, а вертикальное напряжение σ_1 уменьшаются или наоборот вертикальное напряжение остается постоянным, а боковое давление увеличивается. В связи с тем, что в конструкции прибора трехосного сжатия (стабилометра) нагрузочный шток не связан жестко с верхним штампом (см. рис. 3.7), то опыты следует проводить при постоянном вертикальном напряжении, увеличивая пропорционально боковое давление в камере трехосного сжатия.

По результатам испытания образца грунта в условиях трехосного сжатия вычисляют:

- абсолютную вертикальную деформацию образца грунта Δh , мм с учетом поправки на сжатие камеры;
- относительную вертикальную деформацию образца грунта

$$\varepsilon_1 = \Delta h/h, \quad (3.1)$$

где h – начальная высота образца, мм;

- абсолютную объемную деформацию образца грунта ΔV , см³, с учетом поправки на расширение камеры;
- относительную объемную деформацию образца грунта

$$\varepsilon_v = \Delta V/V, \quad (3.2)$$

где V – начальный объем образца, см³;

- напряжение σ_1 , МПа, по формуле

$$\sigma_1 = F/A + \sigma_3 (1 - (A_c/A)), \quad (3.3)$$

где F – вертикальная нагрузка, кН; A – площадь поперечного сечения образца, см²; A_c – площадь поперечного сечения штока, см²; σ_3 – всестороннее давление в камере, МПа.

При относительной вертикальной деформации образца грунта, превышающей 0,03, необходимо учитывать изменение площади A в процессе дренированного испытания по формуле

$$A_i = A(1 \pm \varepsilon_v)/(1 - \varepsilon_1) \quad (3.4)$$

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c , МПа, вычисляют по формулам:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{N-1}{2\sqrt{N}} \quad (3.5)$$

$$c = \frac{M}{2\sqrt{N}}, \quad (3.6)$$

где N – вычисляют по формуле (3.11), M – (3.12), в которых $\operatorname{tg}\varphi$, c , τ_i , σ_i необходимо заменить на N , M , σ_1^p , σ_3^p соответственно.

Модуль деформации E , МПа определяется при испытаниях, проведенных при постоянном значении всесторонних напряжений σ_3 , и вычисляют по формуле

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}, \quad (3.7)$$

где $\Delta\sigma_1$ – приращение напряжений σ_1 в заданном диапазоне;

$\Delta\varepsilon_1$ – приращение относительной вертикальной деформации образца.

3.4.2. Метод одноплоскостного среза

Испытание грунта методом одноплоскостного среза проводят для определения следующих характеристик прочности: сопротивление грунта срезу τ , угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c для песков (кроме гравелистых и крупных), глинистых и органо-минеральных грунтов.

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в одноплоскостных срезных приборах с фиксированной плоскостью среза путем сдвига одной части образца относительно другой его части касательной нагрузкой при одновременном нагружении образца нагрузкой, нормальной к плоскости среза.

Испытания проводят по следующим схемам:

– консолидированно-дренированное испытание – для песков и глинистых грунтов независимо от их степени влажности в стабилизированном состоянии;

– неконсолидированно-недренированное испытание – для водонасыщенных глинистых и органо-минеральных грунтов в нестабилизированном состоянии и просадочных грунтов, приведенных в водонасыщенное состояние замачиванием без приложения нагрузки.

Предварительное уплотнение образца при консолидированно-дренированном испытании проводят непосредственно в рабочем кольце срезного прибора или в уплотнителе.

По измеренным в процессе испытания значениям касательной и нормальной нагрузок вычисляют касательные и нормальные напряжения τ и σ МПа, по формулам:

$$\tau = \frac{Q}{A}; \quad (3.8)$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (3.9)$$

где Q и F – соответственно касательная и нормальная силы к плоскости среза, кН;

A – площадь среза, см².

Определение τ необходимо проводить не менее чем при трех различных значениях p .

За сопротивление грунта срезу принимают максимальное значение τ , полученное по графику $\Delta l = f(\tau)$ или диаграмме среза на отрезке Δl не превышающем 5 мм.

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c определяют как параметры линейной зависимости

$$\tau = \sigma + \operatorname{tg}\varphi + c \quad (3.10)$$

где τ и σ определяют по формулам (3.8), (3.9).

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c с МПа, вычисляют по формулам

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{n \sum \tau_i \sigma_i - \sum \tau_i \sum \sigma_i}{n \sum \sigma_i^2 - (\sum \sigma_i)^2}, \quad (3.11)$$

$$c = \frac{\sum \tau_i \sum \sigma_i^2 - \sum \sigma_i \sum \tau_i \sigma_i}{n \sum \sigma_i^2 - (\sum \sigma_i)^2}, \quad (3.12)$$

где τ_i – опытные значения сопротивления срезам, определенные при различных значениях σ_i и относящиеся к одному инженерно-геологическому элементу или отдельному монолиту грунта (при $n \geq 3$); n – число испытаний.

3.5. Исследование механических свойств песка при различном напряженном состоянии

Как было показано в разд. 1.5, одной из наших задач является исследование влияния вида напряженного состояния на прочность грунтов. Это исследование можно провести путем испытания образцов грунта в приборе трехосного сжатия. Однако общепринято определять прочностные свойства грунтов по результатам испытаний методом одноплоскостного среза в соответствии с ГОСТ [26].

3.5.1. Метод одноплоскостного среза

Результаты данных испытаний при средней плотности песка приведены в табл. 3.5. В дальнейшем мы будем их использовать при сравнении с другими результатами. Введем обозначение для угла внутреннего трения в условиях одноплоскостного среза в виде – φ_0 .

Испытания проводились на сдвиговом приборе (рис. 3.11) в соответствии с ГОСТ [26] по методу консолидированно-дренированного среза. Площадь кольца 40 см^2 , высота 35 мм. Испытания на срез выполнялись при нормальных вертикальных давлениях 0,1; 0,2; 0,3 МПа. Ступени касательной нагрузки составляют 5 % значения нормальной нагрузки, при которой производят срез.

Испытания проводились по двум схемам. В первом случае испытывался грунт с естественной структурой (неармированный). Во втором – в образец перпендикулярно плоскости среза вводился армирующий материал. В качестве армирующего элемента (материала) была использована стеклосетка (ТУ 6-48-00204961) с размером ячеек 1×1 мм. В опытах варьировалось количество сеток. Сетки вводились вертикально в камеру сдвигового прибора, перпендикулярно к плоскости среза. План размещения армирующих сеток в образце представлен на рис. 3.12.

Образцы-близнецы готовятся объемным методом непосредственно в камере сдвигового прибора: навеска песка высыпается из воронки с выходным диаметром равным 0,8 см. Плотность $\rho = 1,618 \text{ г/см}^3$, достигаемая этим способом, зависит от высоты падения частиц песка $h = 50 \text{ см}$ (табл. 3.4, рис. 3.4). Для обеспечения однородной плотности по высоте образца необходимо поднимать воронку со скоростью равной скорости падения частиц так, чтобы, высота падения частиц песка была одинаковой [83].

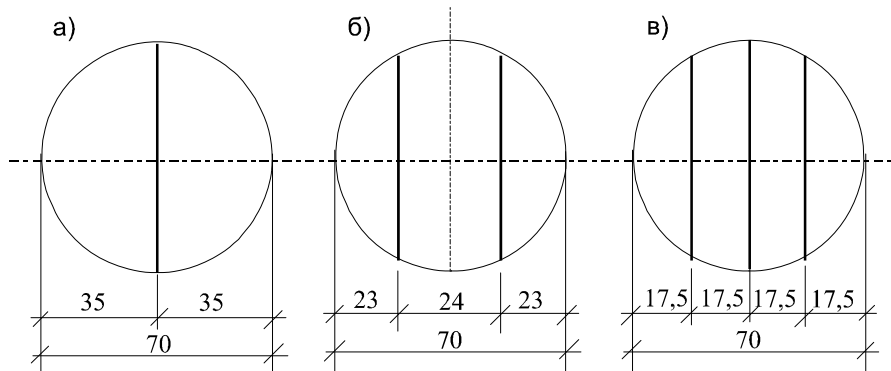


Рис. 3.12. План размещения сеток в образце при одноплоскостном срезе
а) $n = 1$; б) $n = 2$; в) $n = 3$ [83]

На рис. 3.13 показаны графики зависимости $\sigma - \tau$, полученные нами по результатам испытаний на сдвиговом приборе.

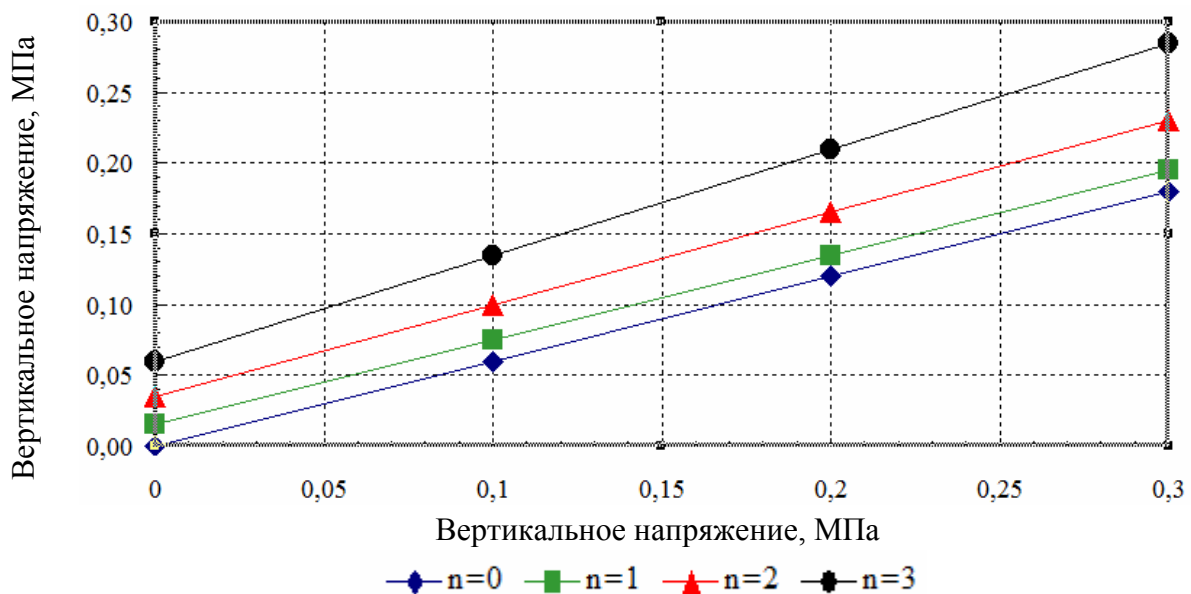


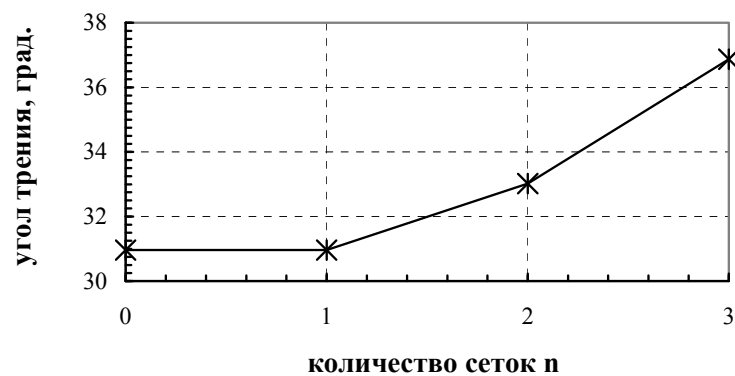
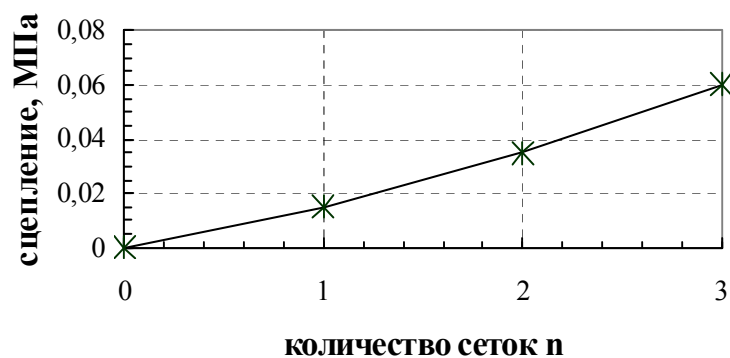
Рис. 3.13. Зависимости $\sigma - \tau$ при одноплоскостном срезе

Из рис. 3.13 и более наглядно из табл. 3.5, рис. 3.14 видно влияние армирующих элементов на прочностные свойства песка. Если условие прочности для песка в естественном состоянии (зависимость 1, рис. 3.13) имеет вид $\tau = \sigma \text{tg}\varphi_0$, то с введением армирующих элементов уравнение предельного состояния имеет вид 3.10, т.е. в условии прочности появляется второй член, который принято называть силами удельного сцепления.

Таблица 3.5

Результаты испытаний при сдвиге и расчетные значения φ_0 и c

сетки, n	σ , МПа	τ , МПа	$\text{tg } \varphi_0$	φ_0 , град	c , МПа
1 сетка	0,1	0,075	0,60	30,96	0,015
	0,2	0,135	0,60		
	0,3	0,195	0,60		
2 сетки	0,1	0,100	0,65	33,02	0,035
	0,2	0,165	0,65		
	0,3	0,230	0,65		
3 сетки	0,1	0,135	0,75	36,87	0,060
	0,2	0,210	0,75		
	0,3	0,285	0,75		
без армирования	0,1	0,060	0,60	30,96	0,000
	0,2	0,120	0,60		
	0,3	0,180	0,60		

Рис. 3.14. Зависимость угла внутреннего трения φ_0 от количества сеток n Рис. 3.15. Зависимость сцепления от количества сеток n

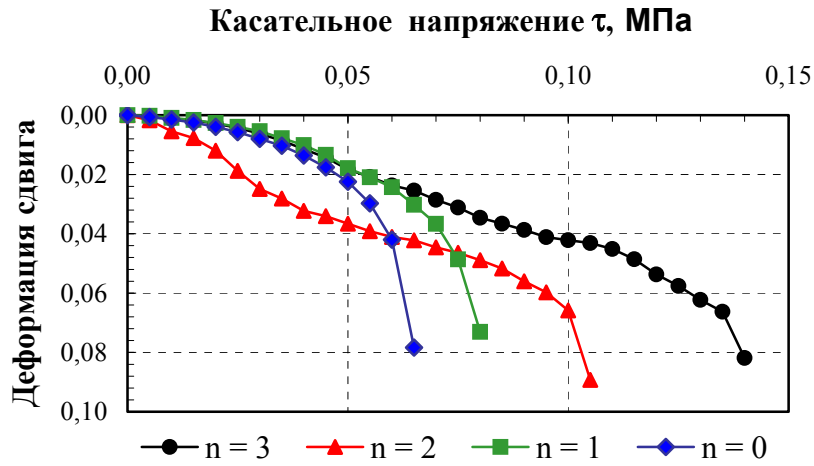


Рис. 3.16. Зависимость $\gamma = f(\sigma)$ при $\sigma = 0,1$ МПа

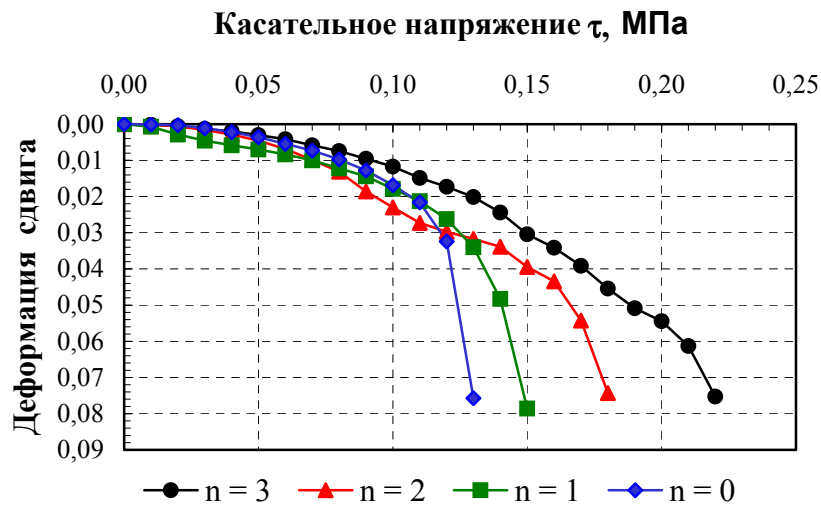


Рис. 3.17. Зависимость $\gamma = f(\sigma)$ при $\sigma = 0,2$ МПа

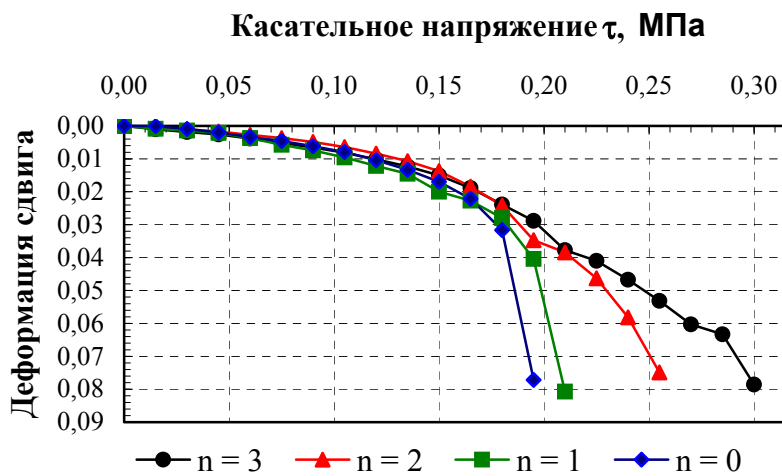


Рис. 3.18. Зависимость $\gamma = f(\sigma)$ при $\sigma = 0,3$ МПа

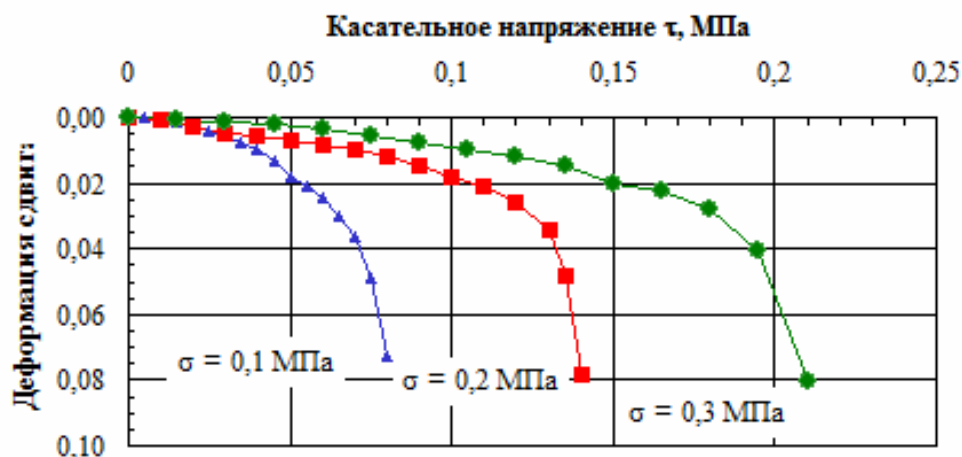


Рис. 3.19. Зависимость $\gamma = f(\sigma)$ при количестве сеток $n = 1$ и $\sigma = 0,1; 0,2; 0,3$ МПа

Эффект сцепления обусловлен в данном случае работой армирующих элементов на растяжение. С увеличением количества армирующих элементов угол внутреннего трения и сцепление возрастают (рис. 3.14, 3.15). Синтетическая сетка при сдвиге изменяет свое положение, принимая волнистую форму.

Из рис. 3.16–3.19 видно влияние нормального давления и количества армирующих элементов на деформацию сдвига. Величина предельной деформации сдвига является функцией нормального давления и количества сеток.

3.5.2. Метод трехосного сжатия

Результаты данных испытаний при средней плотности песка приведены в табл. 3.6. Консолидированно – дренированные испытания проводились в приборе трехосного сжатия (рис. 3.7) – по схеме стандартного трехосного сжатия согласно ГОСТ [26] при всесторонних давлениях $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const} = 0,1; 0,2; 0,3$ МПа. Объектом изучения являлись цилиндрические образцы грунта в исходном состоянии диаметром $38,0 \pm 0,1$ мм и высотой 80 мм. Нагружение осуществлялось через жесткие штампы с фторопластовыми фильтрами и с введением по ним слоя силиконовой смазки. Вертикальное давление на образец передавали ступенями, равными 5–10 % заданного всестороннего давления в камере.

Испытания проводились по двум схемам. В первом случае испытывался грунт в естественном (неармированном) состоянии. Во втором – в образец перпендикулярно оси действия вертикальной нагрузки вводили стеклосетку (ТУ 6-48-00204961) с размером ячеек 1×1 мм. В опытах варьировалось количество сеток n по высоте образца и расстояние между ними (рис. 3.20). Образцы – близнецы готовились объемным методом: навеска песка высыпается из воронки с выходным диаметром равным 0,8 см в специальную форму, которая устанавливается на нижнем основании камеры

трехосного сжатия. Плотность $\rho = 1,613 \text{ г/см}^3$, достигаемая этим способом, зависит от высоты падения частиц песка $h = 50 \text{ см}$ (табл. 3.4, рис. 3.4). Чтобы обеспечить однородную плотность по высоте образца необходимо поднимать воронку со скоростью равной скорости падения частиц так, чтобы, высота падения частиц песка была одинаковой [82, 88].

Разрушение неармированного грунта происходило при нагружении в условиях однородных напряжений и деформаций в виде сплошных зон (идеальная симметрия образца). В предельном состоянии при осевой деформации ϵ_1 более 10 % происходила потеря устойчивости в виде узкой полосы (локализация деформаций).

При испытаниях армированного грунта во всех опытах разрушение образцов грунта происходило только в результате разрушения матрицы (выдавливания грунта, расположенного между армирующими прослойками с появлением полос сдвига), так как показано на рис. 3.20; 3.21, что связано с зацеплением песка между ячейками сетки и восприятием последней сдвигающих напряжений. Отмечено возникновение неоднородной деформации при нагрузке близкой к предельной по прочности.

При однорядном заложении сетки (рис. 3.21 б) по мере роста нагрузки происходит деформирование песка в верхней части образца ($\epsilon_1 \leq \epsilon_{1пр}$, $\epsilon_{1пр}$ – предельная деформация). При осевой деформации ϵ_1 более $\epsilon_{1пр}$ наблюдается локализация деформации сдвига в виде узкой полосы в верхней части образца. Нижняя часть образца визуально остается практически неизменной, как после приложения ступеней гидростатического обжатия.

При двухрядном заложении сетки деформирование песка сопровождалось образованием симметричных «бочек» (примерно равных по диаметру) в верхней и нижней частях образца вплоть до предельного состояния; и возрастании деформации песка только в нижней части образца в предельном состоянии (рис. 3.21 в).

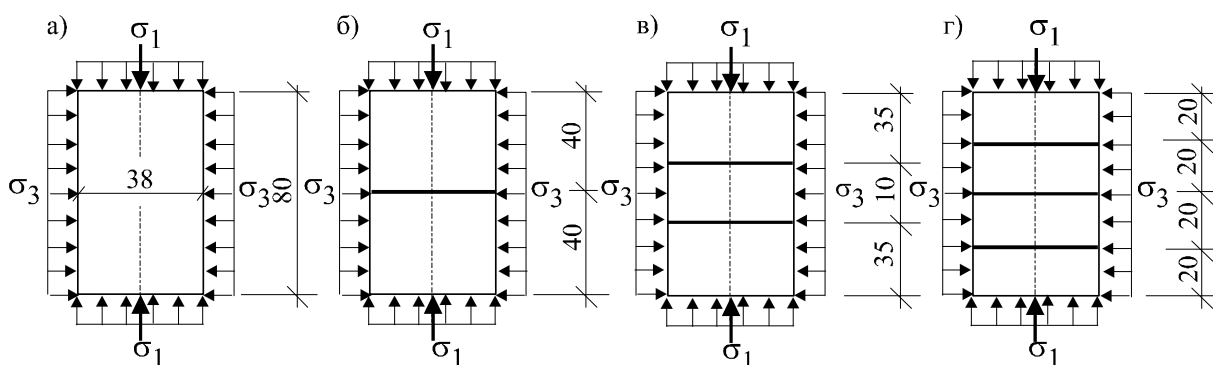


Рис. 3.20. Схема размещения синтетических сеток в образце:

а) $n = 0$; б) $n = 1$; в) $n = 2$; г) $n = 3$

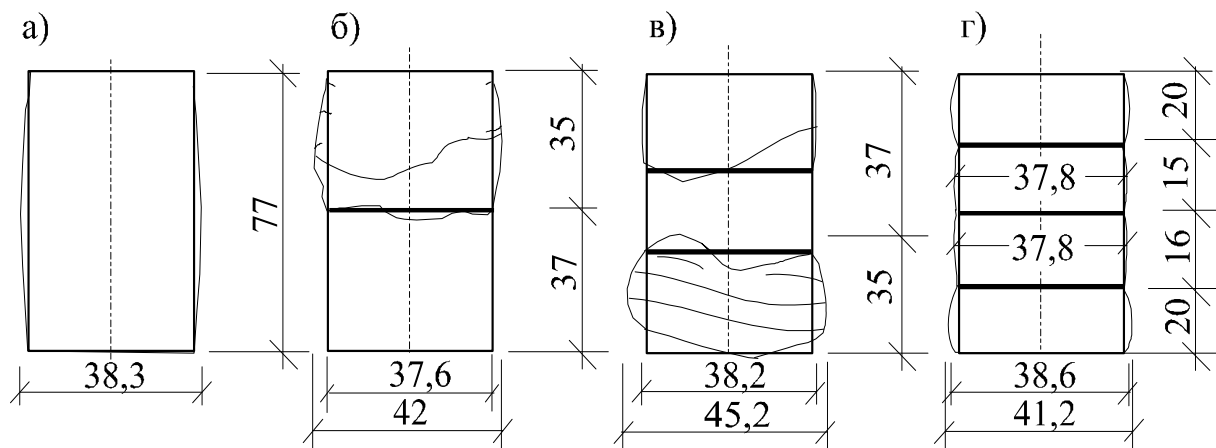


Рис. 3.21. Характерные схемы разрушения образцов песчаного грунта при армировании синтетической сеткой:
 а) $n = 0$; б) $n = 1$; в) $n = 2$; г) $n = 3$

При трехрядном заложении сетки деформирование песка более равномерно по его высоте вплоть до предельной нагрузки, а в запредельном состоянии деформации имеют место преимущественно в верхней и нижней частях образца (рис. 3.21 г). На рис. 3.22 представлены результаты испытаний песчаного грунта по траектории раздавливания (ТС) полученные при различных значениях бокового давления и равной начальной плотности образцов песка. Из рис. 3.22 видно существенное влияние армирующих элементов на прочность и деформируемость песка. Прочность, характеризуемая на рис. 3.22 предельным значением σ_1 возрастает с увеличением числа сеток и напротив деформируемость уменьшается.

На рис. 3.23–3.26 приведены предельные огибающие (прямые) полученные в результате построения кругов Мора-Кулона (стабилометр) и с использованием условия прочности Кулона (3.10) (сдвиговой прибор).

Из рис. 3.23–3.26 и табл. 3.5, 3.6 видно различие в показателях прочности для песка испытанного в приборе трехосного сжатия и приборе прямого среза, что объясняется различным видом напряженного состояния реализуемого в приборах различной конструкции [75, 76, 89].

Влияние эффекта армирования песчаного грунта на его деформируемость наглядно видно из рис. 3.27, 3.28. «Жесткость» песка возрастает с ростом числа сеток и, как следствие, модуль деформации увеличивается.

Модуль деформации определен в интервалах: 0,118–0,217 МПа; 0,236–0,332 МПа; 0,354–0,445 МПа (данные из рис. 3.22).

Выполненные опыты позволяют сделать следующие обобщения.

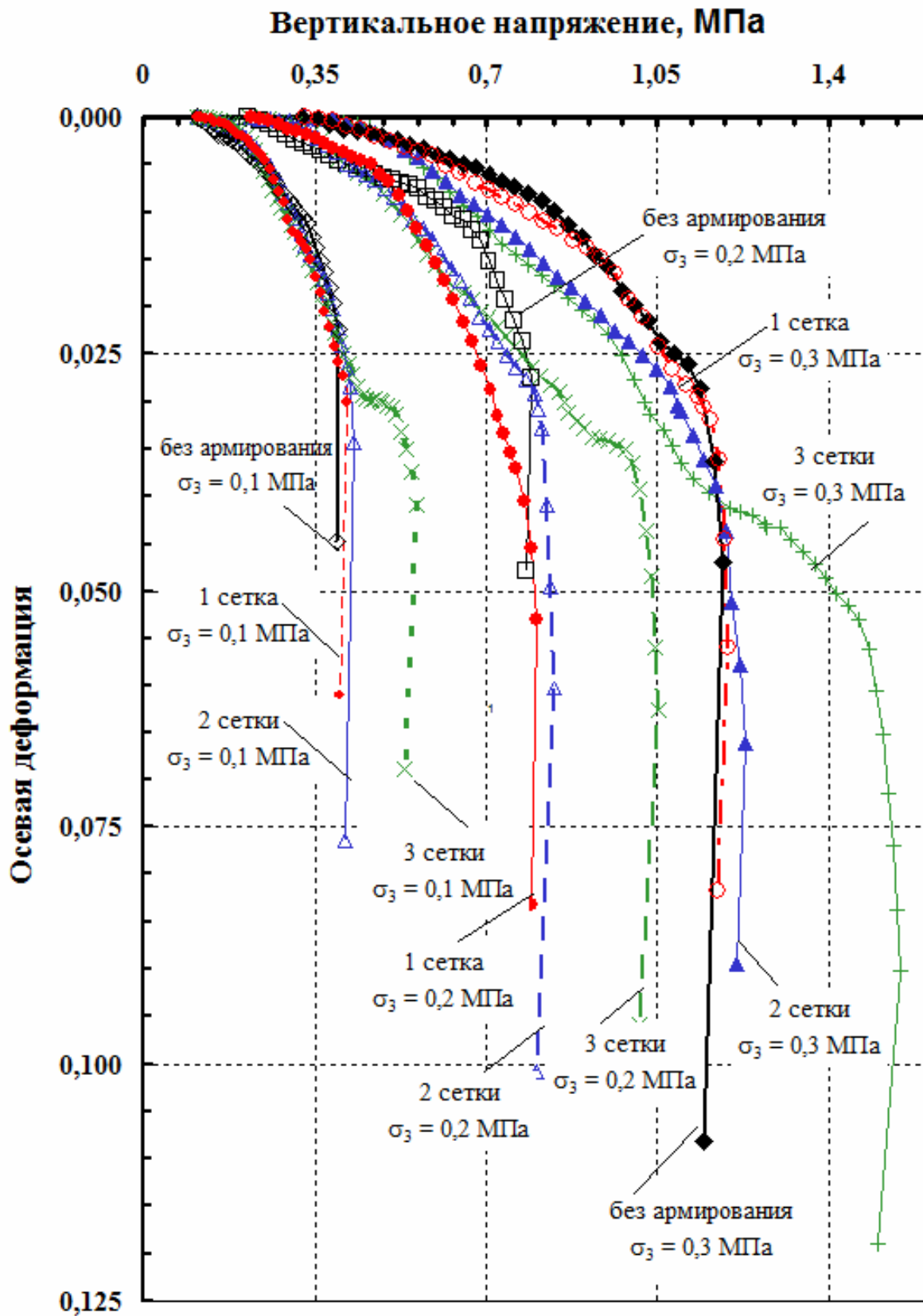


Рис. 3.22. Зависимости $\sigma_1 = f(\epsilon_1)$ для армированного синтетической сеткой и неармированного песка в трехосных испытаниях при $\sigma_3 = 0,1; 0,2; 0,3$ МПа

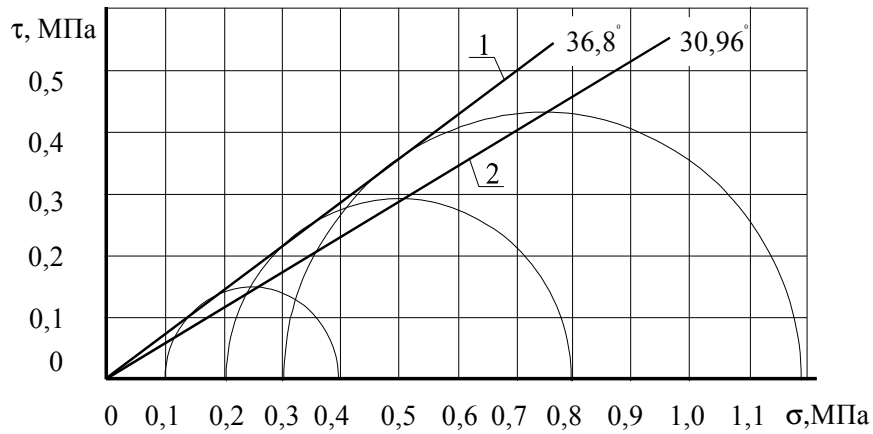


Рис. 3.23. Предельные прямые для песка в естественном состоянии
1 – стабилометр; 2 – сдвиговой прибор

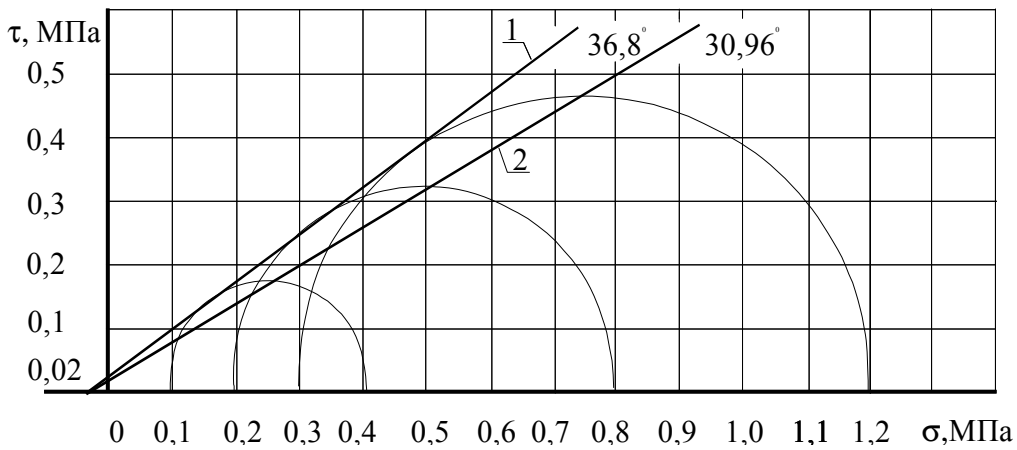


Рис. 3.24. Предельные прямые для песка армированного одной сеткой
1 – стабилометр; 2 – сдвиговой прибор

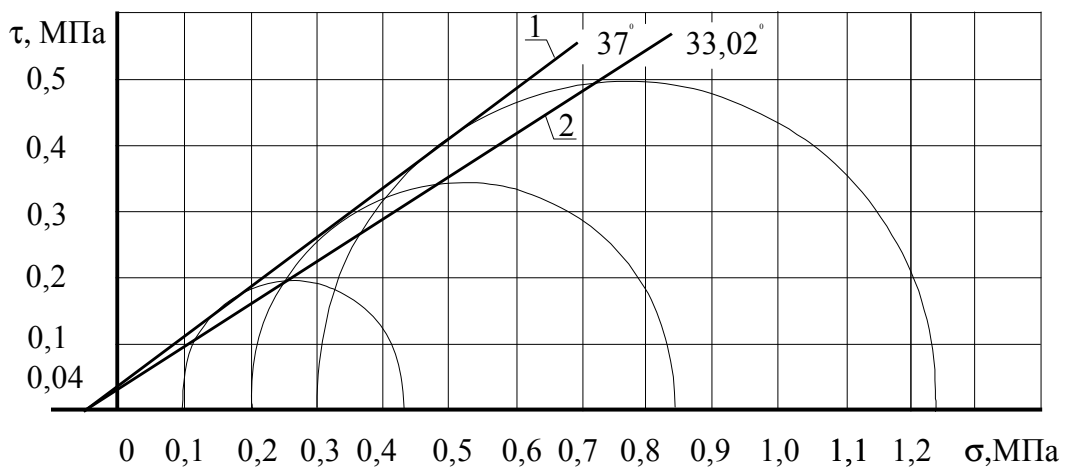


Рис. 3.25. Предельные прямые для песка армированного двумя сетками
1 – стабилометр; 2 – сдвиговой прибор

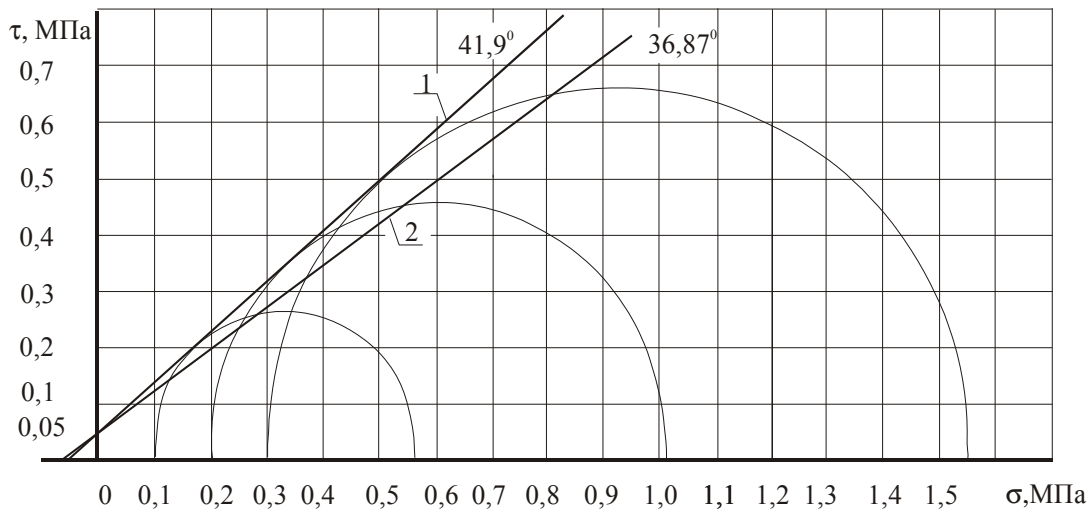


Рис. 3.26. Предельные прямые для песка армированного тремя сетками
1 – стабилометр; 2 – сдвиговой прибор

Таблица 3.6

Результаты испытаний в приборе трехосного сжатия
и расчетные значения φ , c , E

сетки n	σ_3 , МПа	σ_1 , МПа	φ , град	c , МПа	E , МПа
без армирования	0,1	0,397	36,8	0	26,14
	0,2	0,796			37,60
	0,3	1,183			66,55
1 сетка	0,1	0,415	36,8	0,02	41,40
	0,2	0,805			55,08
	0,3	1,196			72,70
2 сетки	0,1	0,430	37	0,04	47,06
	0,2	0,841			72,92
	0,3	1,231			91,51
3 сетки	0,1	0,556	42	0,05	47,98
	0,2	1,055			79,48
	0,3	1,548			138,69

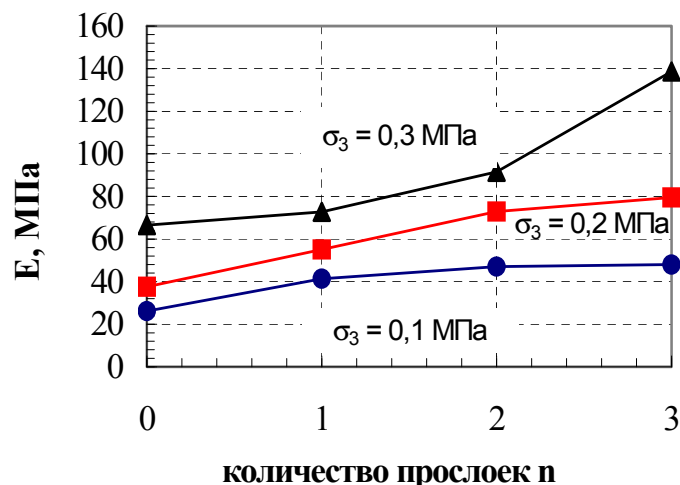


Рис. 3.27. Зависимость модуля деформации E от количества прослоек n

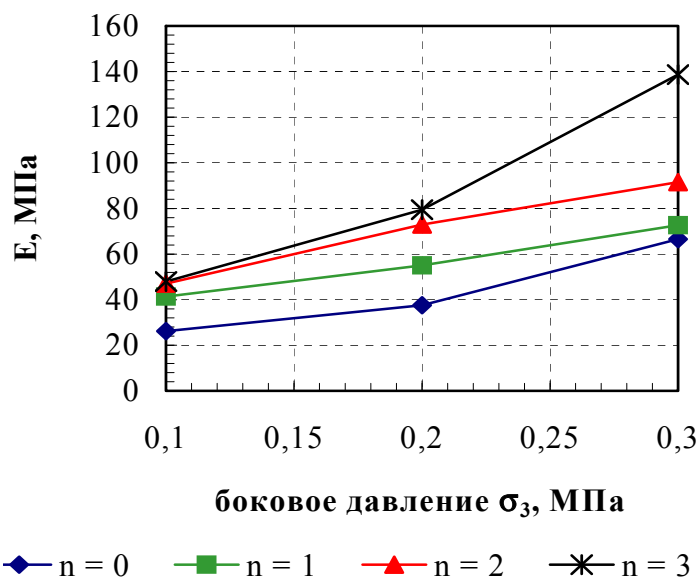


Рис. 3.28. Зависимость модуля деформации E от бокового давления σ_3 , МПа

Выводы по разделу 3

1. Испытания образцов грунта в условиях одноплоскостного среза дают более низкие значения угла внутреннего трения, чем испытания на трехосное сжатие. Разница составляет для неармированного песка примерно 6 градусов. Для армированного песка 4–5 градусов. Это обстоятельство необходимо учитывать в расчетах устойчивости оснований и фундаментов, т.к. оно может приводить к существенному изменению предельной нагрузки и расчетного сопротивления грунта.

2. При испытаниях на срез и трехосное сжатие при включении одной армирующей прослойки угол внутреннего трения не изменяется, но в песке появляется «сцепление». С увеличением количества прослоек угол внутреннего трения и удельное сцепление возрастают.

3. При трехрядном армировании в приборе трехосного сжатия угол внутреннего трения песка возрастает на 5 градусов по сравнению с неармированным грунтом. При этом в зависимости от степени армирования предельная нагрузка возрастает до 4 раз по сравнению с неармированным песчаным грунтом.

4. При деформировании песка, армированного в одном, двух- и трехуровнях по высоте образцов, наблюдается нарушение контактного взаимодействия армирующей сетки с песком. Происходит выдавливание песка между армирующими прослойками, что объясняется более высокой прочностью сетки по сравнению с контактным взаимодействием частиц песка.

5. Графики $\sigma_1-\varepsilon_1$, полученные в результате испытаний образцов песка в условиях трехосного сжатия, имеют линейный начальный участок характерный как для всех исследованных видов армирования, так и для неармированного грунта. Предел пропорциональности увеличивается с ростом степени армирования.

6. В результате экспериментов в условиях трехосного сжатия выявлено возрастание прочности в (4 раза) и уменьшение деформируемости (в 2 раза) песка в зависимости от степени армирования образцов.

7. Армирование песка приводит к росту модуля деформации: для одно- и двухрядного армирования E возрастает в 1,7–1,9 раз; для трехрядного – в 2,5–2,9 раза по сравнению с неармированным песчаным грунтом при той же плотности сложения.

8. Для образцов, армированных в трех уровнях по высоте, наблюдаются скачки приращения вертикальных деформаций на начальных ступенях нагружения, что можно объяснить упрочнением за счет контактного взаимодействия грунта и армирующих прослоек.

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СИСТЕМЫ «КОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТА – ОСНОВАНИЕ» В УСЛОВИЯХ ПЛОСКОЙ ДЕФОРМАЦИИ

Как было показано в первой главе настоящей работы большинство исследований, относящихся к армированию грунтов основания, посвящено оценке влияния степени армирования на деформацию и несущую способность основания, нагружаемого жесткими фундаментами [2, 14, 21, 37, 80 и др.]. Вопросы взаимодействия гибких фундаментов с армированным основанием исследованы в значительно меньшей степени. В связи с тем, что выполнить подобные экспериментальные исследования в условиях пространственной деформации значительно труднее ниже приводятся результаты исследования напряженно-деформированного состояния песчаного основания с армированием и без армирования в условиях плоской деформации.

4.1. Методика экспериментального исследования системы «гибкий фундамент – основание»

С целью экспериментальной оценки влияния степени и способа армирования грунтов на деформации гибких фундаментов и грунтов основания были проведены исследования с моделью гибкого фундамента в условиях плоской деформации в малом лотке с размерами $1,4 \times 0,8 \times 0,475$ м. Стенки лотка толщиной 20 мм были выполнены светопрозрачными из оргстекла для наблюдения за деформациями песчаного основания. Для исключения распора боковых стенок от давления грунта они усилены металлическими уголками. В опытах использована модель гибкого фундамента шириной $b = 0,45$ м и длиной $l = 0,475$ м, выполненная из листовой стали марки ВСтЗпс6 толщиной $h = 0,0021$ м и гибкостью $t = 1757$.

Нагрузка на фундамент прикладывалась пневматически через загруженный шток и жесткую траверсу, который устанавливался на оси симметрии модели фундамента. Нагрузка прикладывалась ступенями $N = 0,25$ кН до 6,25 кН (начало образования пластических деформаций в материале модели фундамента). Каждая ступень нагрузки выдерживалась во времени в течение 15 минут для стабилизации деформации песчаного основания.



Рис. 4.1. Фотографии испытательного стенда

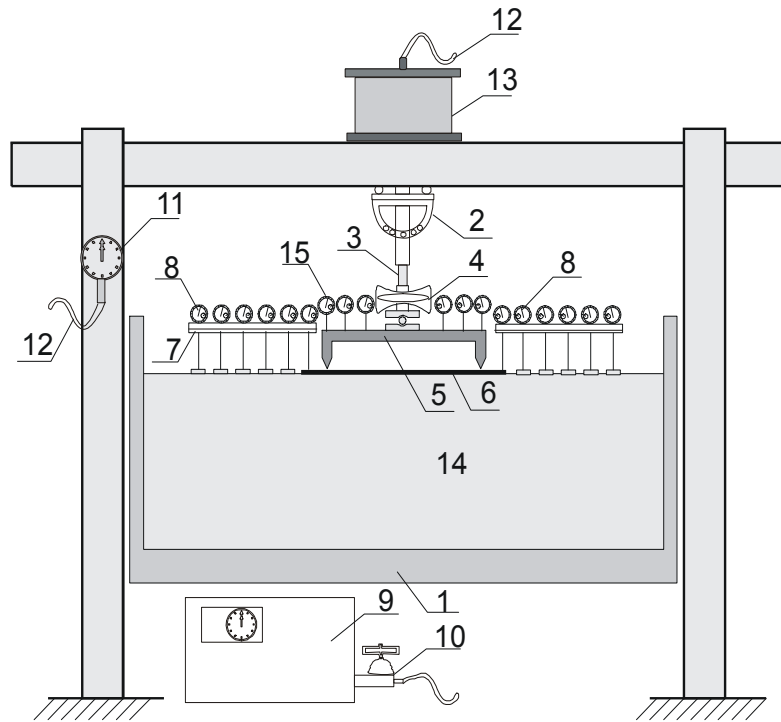


Рис. 4.2. Конструкция испытательного стенда. 1 – лоток; 2 – подвижная каретка; 3 – загрузочный шток; 4 – динамометр системы Н.Г. Токаря; 5 – жесткая траверса; 6 – модель гибкого фундамента; 7 – уголки реперной системы для крепления индикаторов; 8 – индикаторы для измерения деформаций поверхности основания; 9 – компрессор воздушный; 10 – редуктор давления; 11 – манометр; 12 – система гибкой подводки; 13 – пневмоцилиндр; 14 – грунт; 15 – индикаторы для измерения прогиба/осадки модели фундамента

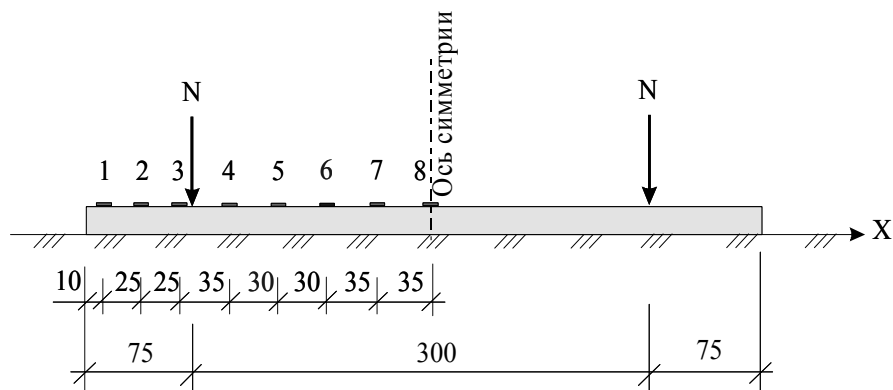


Рис. 4.3. Схема нагружения и расположения тензорезисторов

Прочность стали оценивалась величиной предела текучести, который для стали марки ВСтЗпсб равен 240 МПа.

Для измерения деформаций, определения напряжений в модели гибкого фундамента, а затем и изгибающего момента, на поверхности модели наклеивались тензорезисторы марки КФ-5-400. Напряжения в конструкции модели фундамента определялись через измеренные значения деформации и модуль упругости стали, равный $E = 2 \cdot 10^8$ кПа. Расположение тензорезисторов на модели гибкого фундамента показано на рис. 4.3, 4.4. Измерения

перемещений модели гибкого фундамента и поверхности песчаного основания проводились индикаторами часового типа ИЧ-10.

В качестве основания использовался песок, физико – механические характеристики которого рассмотрены в п. 3.1.

Песчаное основание создавалось в лотке путем равномерной отсыпки песка по всей плоскости укладки слоями по 2 см с постоянной высоты 30 см. Это позволило создать однородную укладку песка в массиве основания с коэффициентом пористости $e = 0,62$. В результате среднее значение плотности песка составило $1,617 \text{ г/см}^3$ (табл. 3.4, рис. 3.4). Согласно [28] данное основание из мелкого песка относится к категории средней плотности. Плотность основания контролировали взвешиванием с определением удельного веса и коэффициента пористости режущим кольцом. В процессе укладки песка на определенном уровне размещались армирующие сетки.

Для наблюдения за деформациями грунта под действием прикладываемой нагрузки через 2 см по высоте были сделаны прослойки из мела толщиной 2–3 мм. После каждого опыта грунт из лотка полностью убирался.

Всего было выполнено две серии опытов.

В первой серии исследовался процесс деформации естественного песчаного основания [34, 86]. Во второй серии, в песчаный грунт под краем фундамента, вводился армирующий материал в виде стеклосетки (глава 3) (рис. 4.7). Ширина сетки, B_s , принималась равной 11 см ($0,24b$) при одноярусном заложении (рис. 4.7 а) и 21 см ($0,46b$) при одно- и двухъярусном заложении сетки (рис. 4.7 б, в), на глубине, равной $0,035$ ширины фундамента b .

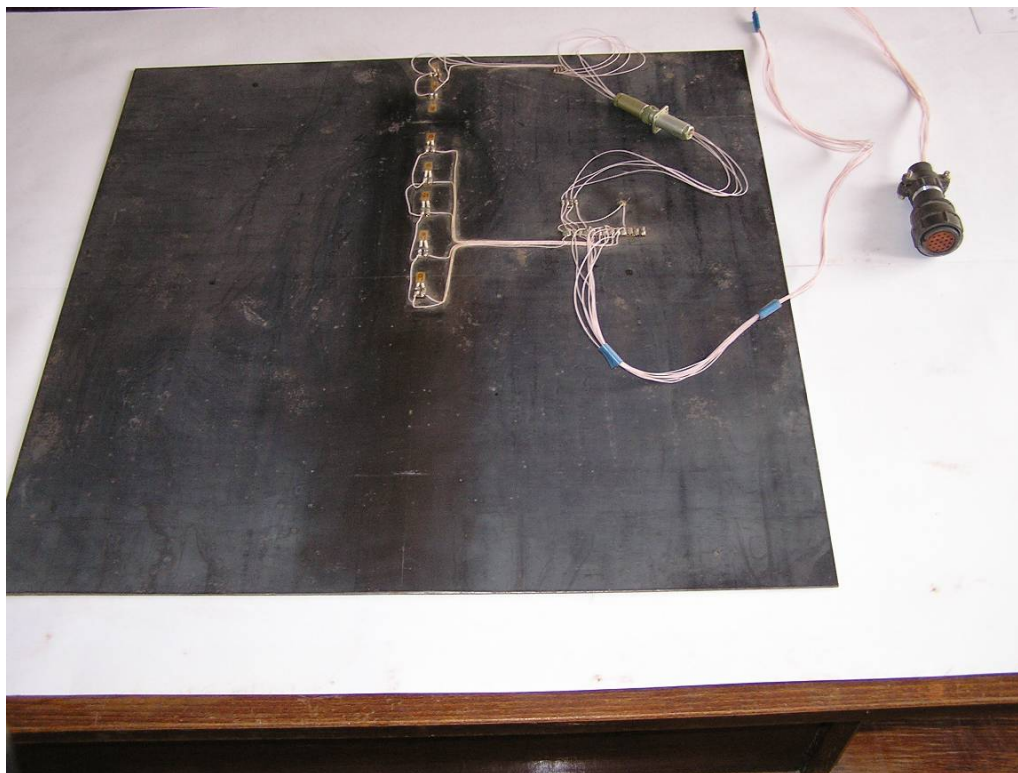


Рис. 4.4. Фотография расположения тензорезисторов

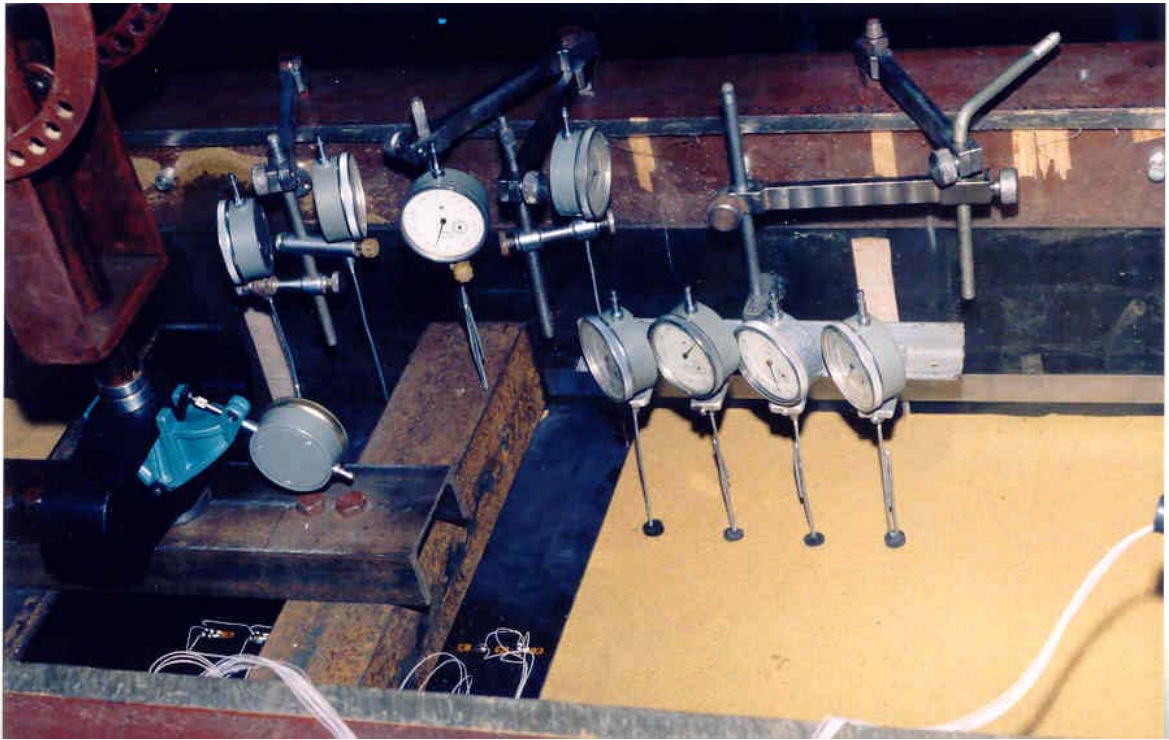


Рис. 4.5. Модель гибкого фундамента



Рис 4.6. План расположения индикаторов на основании и на конструкции гибкого фундамента

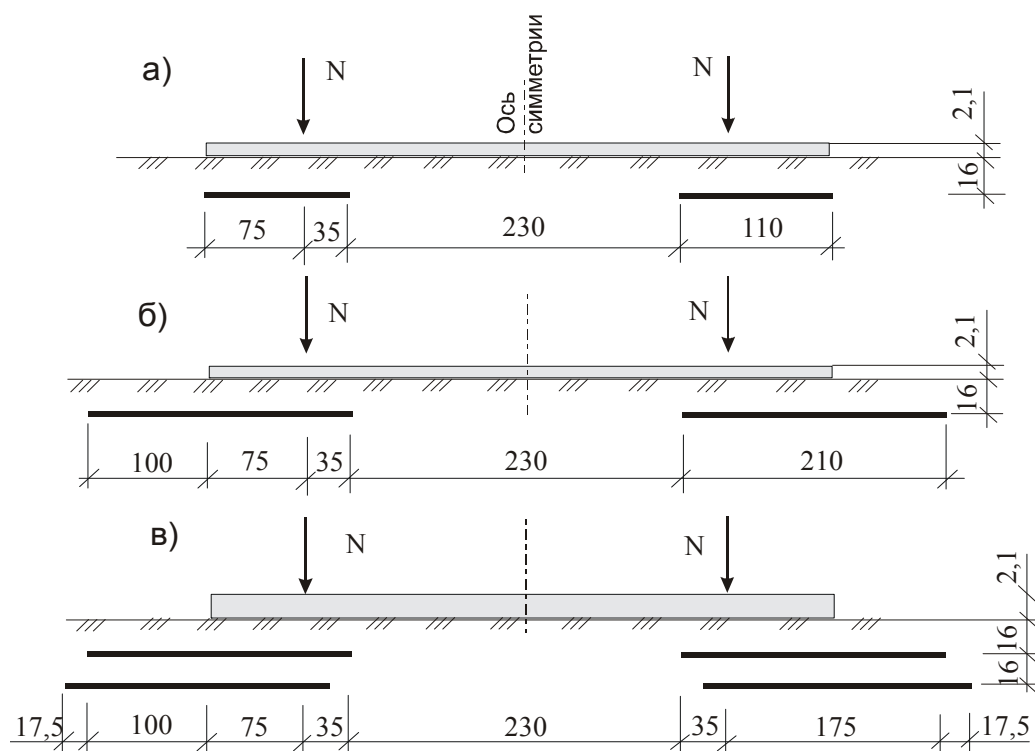


Рис. 4.7. Схема нагружения модели гибкого фундамента и расположения армирующих прослоек

4.2. Анализ результатов экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния песчаного основания и модели гибкого фундамента

Введение сетки привело к изменению характера деформации как самого фундамента, так и песчаного основания. Графики зависимости осадки края и центра фундамента от нагрузки для армированного и естественного оснований показаны на рис. 4.8 и 4.9, соответственно.

Нагружение основания приводит к росту осадки фундамента как в центре, так и на его краях. Это наблюдается как для естественного, так и армированного оснований. Однако характер нарастания деформаций, существенно различен. Для естественного основания, зависимость «осадка – нагрузка», является линейной в исследованном диапазоне нагружения от 0 до 6,25 кН. Для армированного основания деформации под краем модели уменьшаются с ростом степени армирования (ширины B_s и количества n сеток по глубине массива основания). Зависимость нелинейная. При этом характер зависимости «осадка – нагрузка» аналогичен условиям компрессионного сжатия, т.е. жесткость основания не уменьшается, а возрастает с ростом нагрузки. Причем, чем больше степень армирования, тем больше жесткость основания (сопротивление деформации) под краями фундамента.

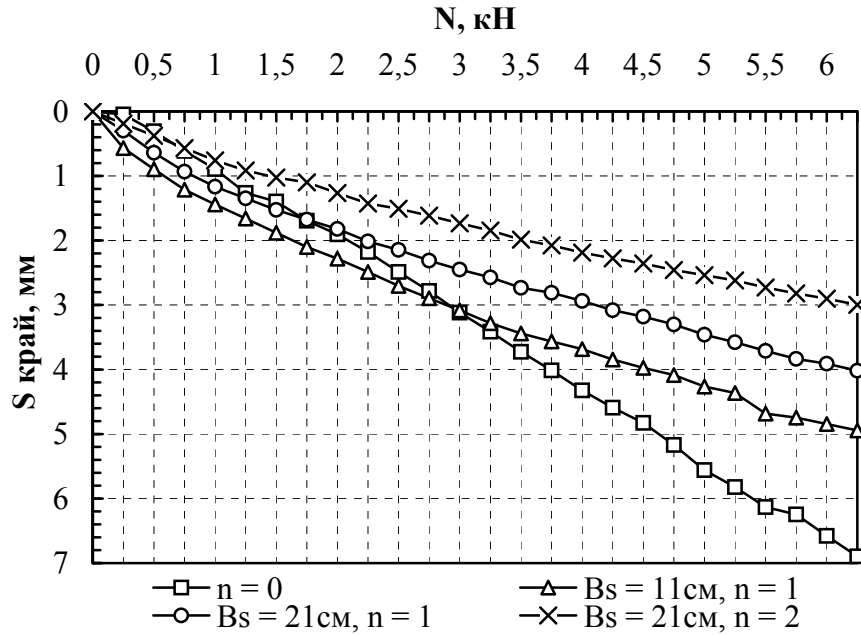


Рис. 4.8. Осадка края модели гибкого фундамента

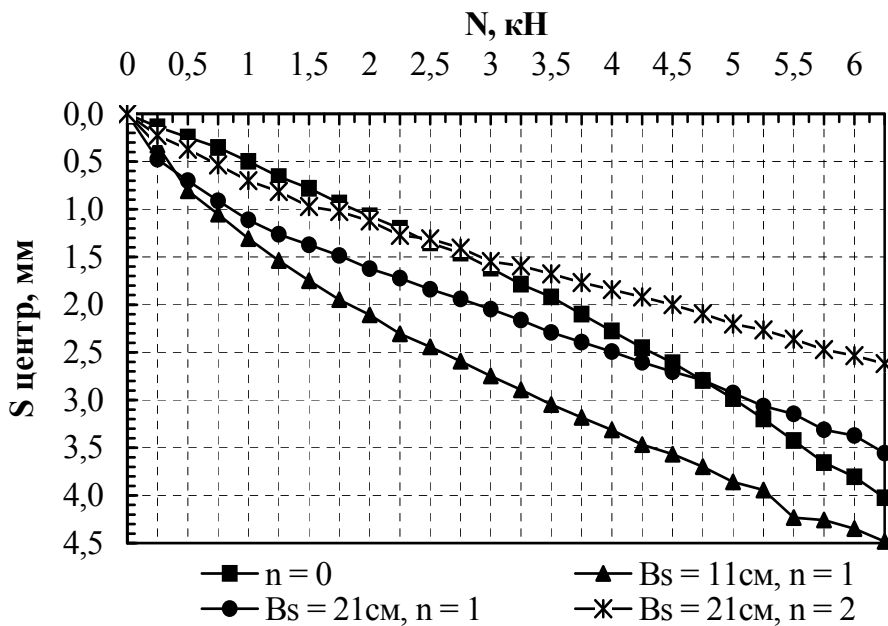


Рис. 4.9. Осадка центра модели гибкого фундамента

Осадка фундамента уменьшилась по сравнению с фундаментом на естественном основании. Осадка края фундамента на естественном основании составила 6,9 мм (для центра штампа – 4,03 мм). Осадка края фундамента на основании армированном сетками уменьшилась для всех рассмотренных случаев в 1,4–2,3 раза. Осадка в центральной части фундамента незначительно возросла в 1,1 раза только при армировании сеткой

$B_s = 110$ мм, для всех остальных видов армирования осадка центра модели уменьшилась в 1,2–1,5 раза.

Неравномерность осадки края и центра фундамента $\Delta s/L$ при нагрузке $N = 6,25$ кН составила для неармированного основания 0,006, для армированного сеткой $B_s = 110$ мм – 0,001; для армированного сеткой $B_s = 210$ мм – 0,0009; для двух рядов сеток $B_s = 210$ мм – 0,0008. Неравномерность осадки при нагрузке $N = 6,25$ кН для основания армированного двумя сетками уменьшилась почти в 7 раз по сравнению с естественным основанием.

Т а б л и ц а 4 . 1

Коэффициент постели C_z модели фундамента
в интервале нагрузки 0,5–1,25 кН

Ширина сетки B_s , см	Количество сеток	Коэф. постели C_z центра модели, кН/м ³	Коэф. постели C_z края модели, кН/м ³	B_s/b
0	0	17298,1	7387,7	0
11	1	9715,3	9331,8	0,49
21	1	12664,6	9989,0	0,93
21	2	15760,4	13381,5	1,87

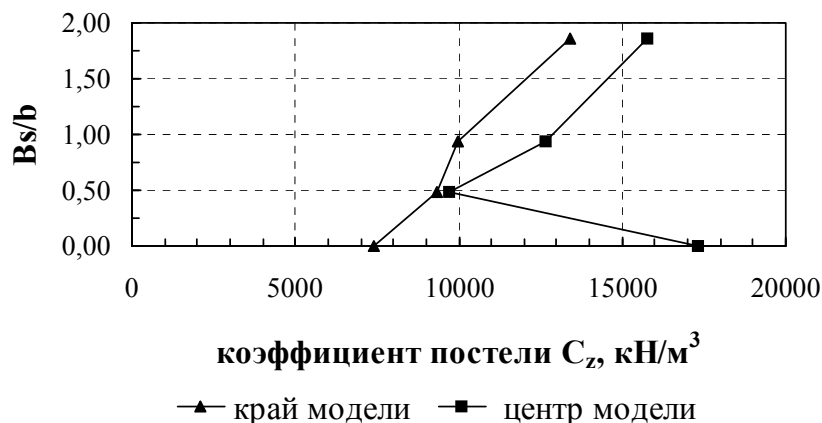


Рис. 4.10. Зависимость коэффициента постели C_z от ширины B_s и количества сеток n в интервале нагрузки 0,5 – 1,25 кН

Т а б л и ц а 4 . 2

Коэффициент постели C_z модели фундамента
в интервале нагрузки 3–4 кН

Ширина сетки B_s , см	Количество сеток	Коэф. постели C_z центра модели, кН/м ³	Коэф. постели C_z края модели, кН/м ³	B_s/b
0	0	14327,7	7815,1	0
11	1	16886,2	15760,4	0,49
21	1	21491,5	19298,5	0,93
21	2	32607,8	20557,1	1,87

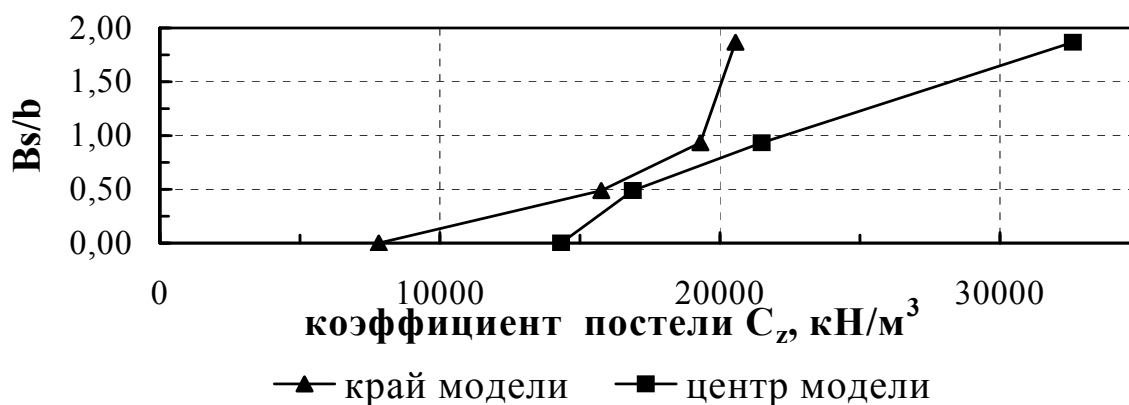


Рис. 4.11. Зависимость коэффициента постели C_z от ширины сетки B_s и количества сеток n в интервале нагрузки 3–4 кН

Средняя осадка фундамента на естественном основании ($S_{кр} + S_{ц}$)/2 равна 5,5 см. Средняя осадка фундамента на основании армированном одним рядом сетки $B_s = 21$ см равна 3,8 см; двумя рядами сеток $B_s = 21$ см – 2,8 см. Средняя осадка гибкого фундамента на армированном основании уменьшилась в 1,2–2 раза по сравнению с таким же фундаментом на естественном основании.

В табл. 4.1–4.2 и на рис. 4.10; 4.11 приведены значения коэффициента постели C_z модели гибкого фундамента на различных ступенях нагружения внешней нагрузкой.

Деформация модели гибкого фундамента на естественном основании в процессе нагружения имеет сложный характер (кривая 4, рис. 4.12). На первых ступенях нагружения модели гибкого фундамента наблюдается максимальный прогиб по направлению действия сил. Рост нагрузки (рис. 4.13) приводит к дальнейшему уплотнению основания в центральной части, возникновению и развитию сдвиговых (пластических) деформаций под краями модели. В итоге это приводит к выгибу в центральной части модели фундамента и максимальному прогибу на его краях. Для основания армированного сеткой $B_s = 110$ мм характер деформации модели фундамента имеет качественно похожий характер лишь на первых ступенях нагружения (кривая 3, рис. 4.12). Увеличение степени армирования (ширины и количества сеток по глубине основания) приводит на первых ступенях нагружения к прогибу центральной части модели, тогда как на краях – деформация прогиба сменилась на выгиб (кривые 1, 2, рис.4.12). При дальнейшем нагружении происходит выравнивание деформаций центра и края модели гибкого фундамента (кривые 1, 2, 3, рис. 4.13).

Сравнение эпюр изгибающих моментов (рис. 4.14–4.15) в модели гибкого фундамента на естественном и армированном основаниях на первых ступенях нагружения (рис. 4.14) грунта основания, показывает похожий характер их развития. Введение одного ряда сеток практически не приводит к уменьшению значений изгибающего момента на краях модели фундамента, хотя в центральном сечении произошло уменьшение значений изгибающего момента в 1,5–2 раза. Введение второго ряда сеток приводит к уменьшению значений изгибающего момента на краях модели фундамента в 10 раз и росту его в месте приложения внешней нагрузки в 4,8 раза по сравнению с однорядным расположением сетки.

Изменение кривизны модели гибкого фундамента по мере роста пластических деформаций в основании приводит к трансформации внутренних усилий в конструкции модели (рис. 4.15). Развитие пластических деформаций в основании способствует уменьшению изгибающего момента на краях модели фундамента и его возрастанию к центру. При нагрузке близкой к предельной по прочности основания изгибающие моменты (рис. 4.15) на естественном и армированном основании практически равны. Влияние сеток незначительно.

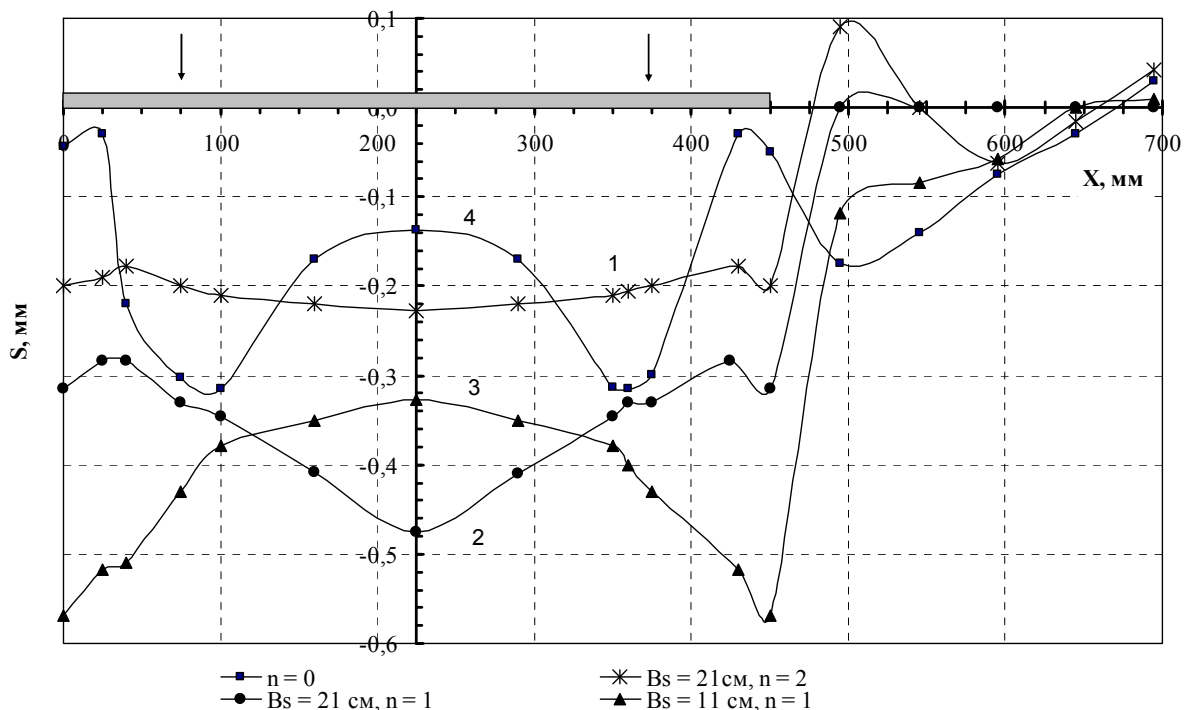


Рис. 4.12. Прогиб модели гибкого фундамента и деформация поверхности основания при нагрузке 0,25 кН

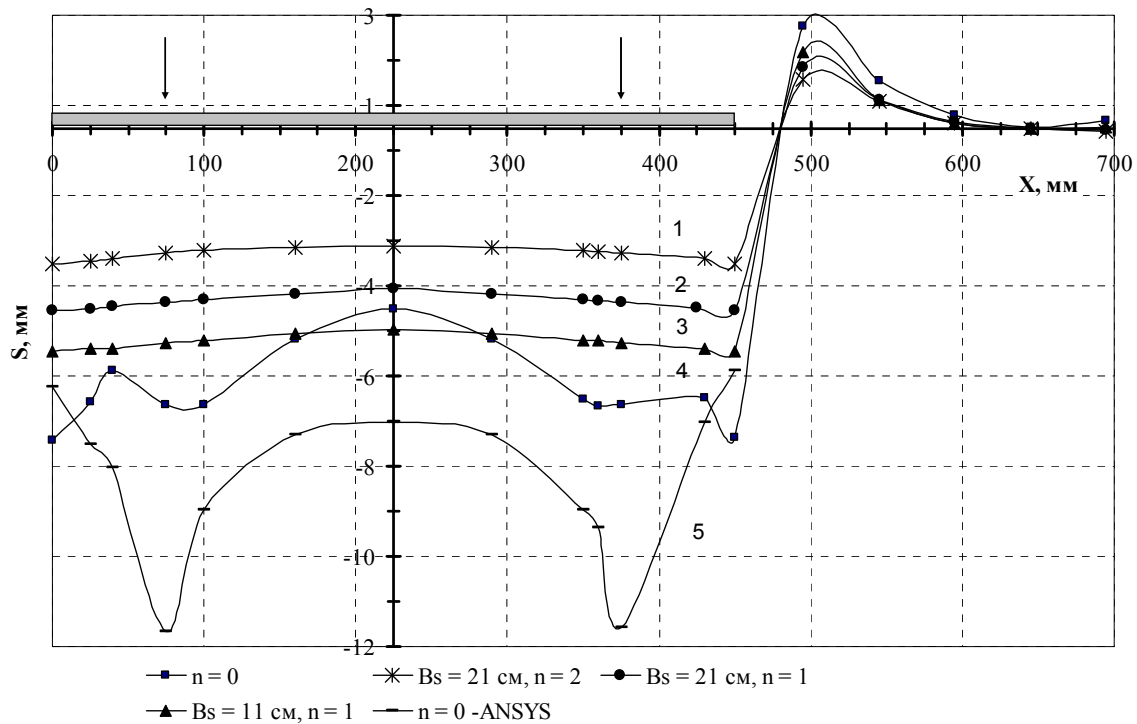


Рис. 4.13. Прогиб модели гибкого фундамента и деформация поверхности основания при нагрузке 6,25 кН

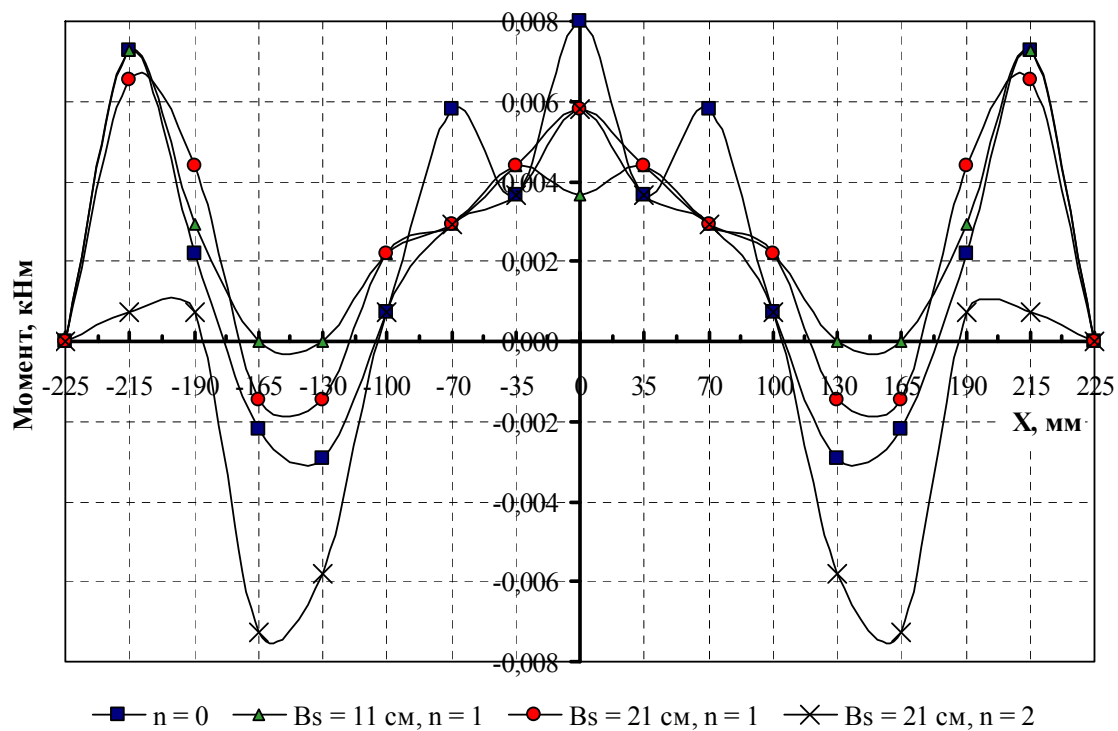


Рис. 4.14. Изгибающий момент при нагрузке $N = 0,25 \text{ кН}$

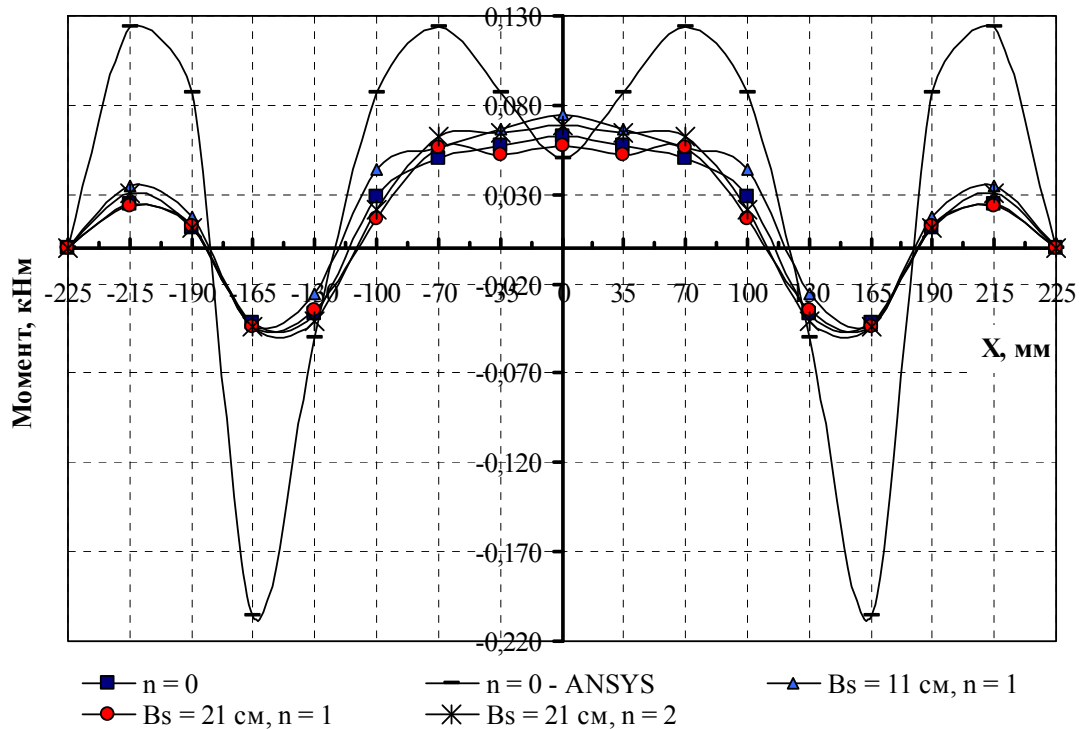


Рис. 4.15. Изгибающий момент при нагрузке $N = 6,25 \text{ кН}$

4.3. Экспериментальное исследование взаимодействия системы «жесткий фундамент – основание»

В настоящем разделе представлены результаты исследований взаимодействия естественного основания и основания, усиленного введением армирующих элементов в грунт под жестким фундаментом. Опыты в такой постановке были выполнены ранее и другими авторами (Тимофеева Л.М. и др.), нами они повторены для сравнения экспериментальных и численных решений. Штмп, моделирует конструкцию жесткого фундамента с размерами $l = 0,475 \text{ м}$; $b = 0,08 \text{ м}$; $h = 0,04 \text{ м}$ в условиях плоской деформации. Исследования проводились в лотке с размерами $1,4 \times 0,8 \times 0,475 \text{ м}$. В качестве основания использовался песок с теми же физико-механическими характеристиками, что и в предыдущих опытах. Плотность грунтов в каждой серии опытов сохранялась постоянной и контролировалась методом режущего кольца. Измерения осадки модели жесткого штампа и поверхности песчаного основания проводились индикаторами часового типа ИЧ-10. Сосредоточенная нагрузка на фундамент создавалась при помощи пневмоцилиндра ступенями по $0,1 \text{ кН}$ до разрушения основания.

Исследованы различные схемы армирования основания (рис. 4.16). В первом случае (рис. 4.16 а) армирующая прослойка шириной $B_s = 16 \text{ см}$

вводилась на глубине $0,2b$ и выходила за края модели на $0,5b$. Известно [12, 13, 14, 15, 47, 77, 79, 81, 84, 87, 90–93], что армирующие элементы воспринимают сдвигающие усилия, возникающие в грунте и как бы «притормаживают» их развитие. Деформации сдвига развиваются от углов фундамента по направлению в сторону от фундамента и вглубь основания. Поэтому, напрашивается вывод о том, что целесообразнее ввести сетку именно в этих местах исключив ее из под подошвы фундамента. Подобная схема приведена на рис. 4.16 б, в, г. Ширина армирующей прослойки B_s , введенной с разрывом под краями штампа на глубине $0,2b$ принималась $0,5b$; $0,75b$; $1b$.

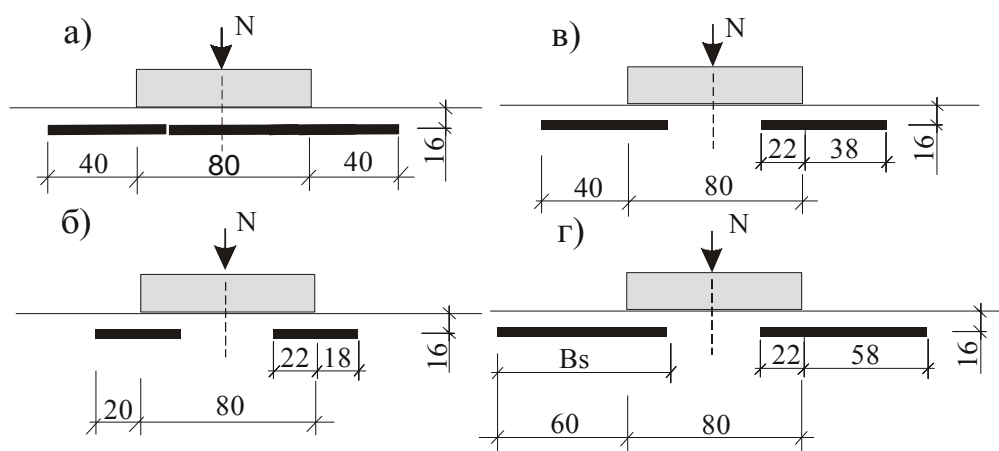


Рис. 4.16. Схема нагружения модели жесткого фундамента и расположения армирующих прослоек

Нагружение основания приводит к росту осадки фундамента от нагрузки для армированного и естественного оснований. График зависимости «осадка-нагрузка» на большей части является практически линейным. Осадка фундамента на армированном основании уменьшилась по сравнению с осадкой фундамента на естественном основании в 1,5–2 раза. Наименьшая величина осадки получена для сплошной сетки $B_s = 160$ мм. В связи с этим для уменьшения осадки фундаментов более целесообразно использование сплошного армирования под всей подошвой жесткого фундамента. На рис. 4.18 приведена зависимость осадки модели жесткого фундамента от нагрузки для естественного и армированного оснований. При достижении предельного состояния неармированного основания по устойчивости, наблюдается резкое увеличение осадки модели жесткого фундамента. Рост осадки сопровождается выпором грунта на поверхность основания (рис. 4.19–4.20).



Рис. 4.17. Фотография модели жесткого фундамента в условиях плоской деформации

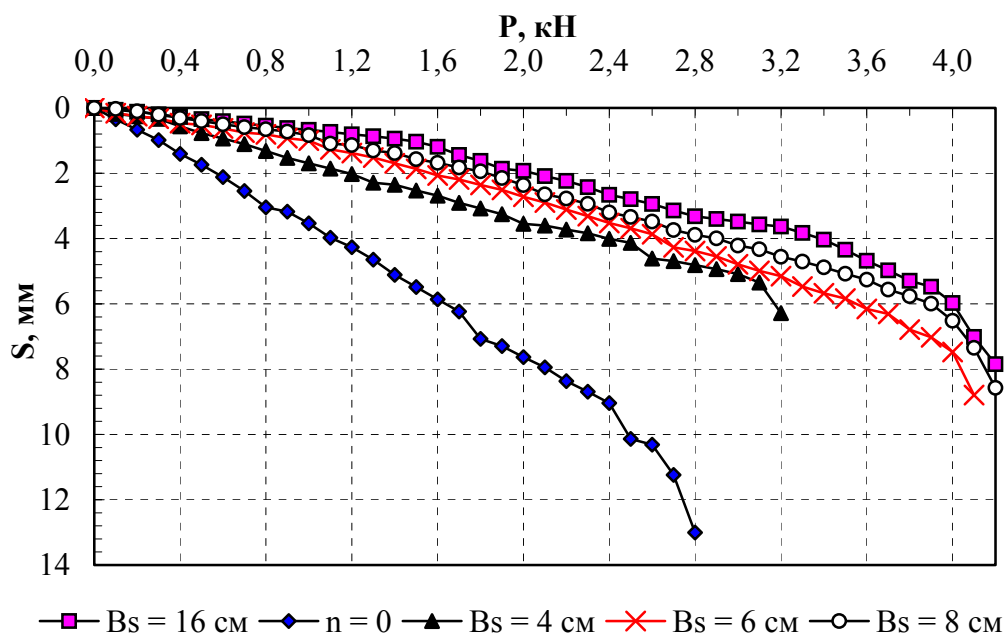


Рис. 4.18. Зависимость осадки модели жесткого фундамента от нагрузки для естественного и армированного оснований

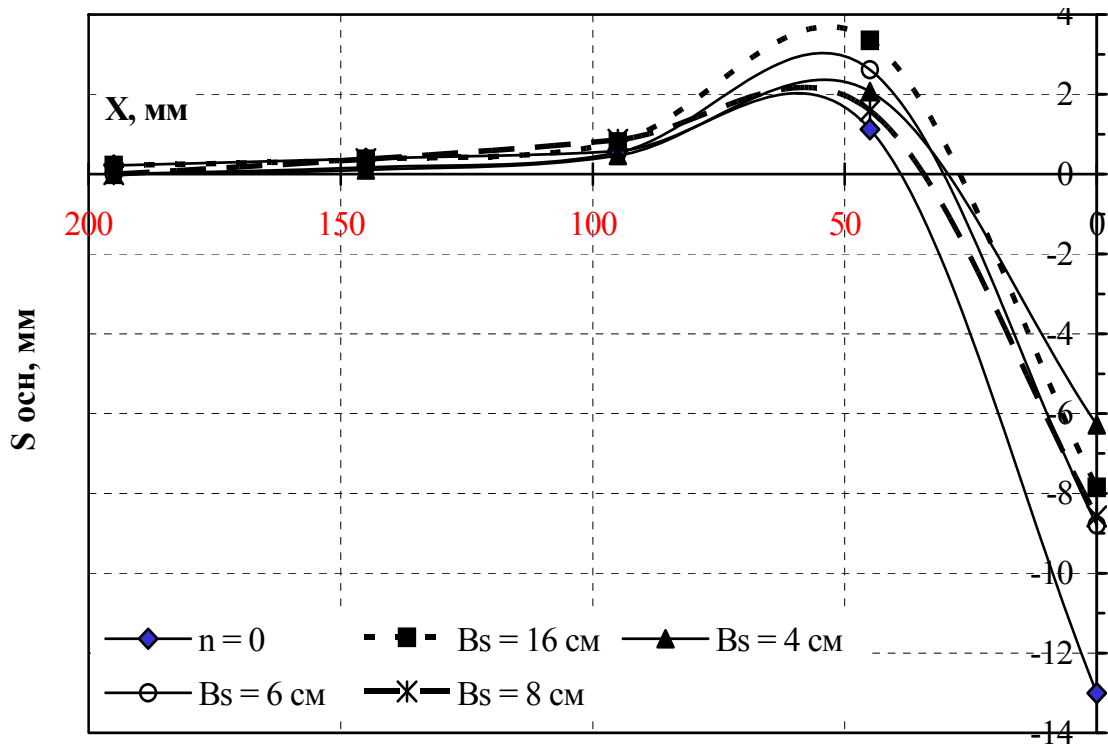


Рис. 4.19. Деформация поверхности песчаного основания при потере несущей способности для естественного и армированного оснований



Рис. 4.20. Видимое разрушение основания (выпор поверхности)

Введение армирующих элементов с целью усиления песчаного основания привело к возрастанию несущей способности в 1,2–1,5 раза во всех рассмотренных случаях.

Деформация поверхности песчаного основания (см. рис. 4.19) при потере несущей способности для естественного и армированного сплошной сеткой (рис. 4.16 а) оснований развивается за пределами штампа на расстояние более $2,5b$. Для случаев (рис. 4.16, а, б, в) деформация поверхности основания становится заметна на расстояниях до $2,0b$ лишь на стадии «выпора» грунта основания.

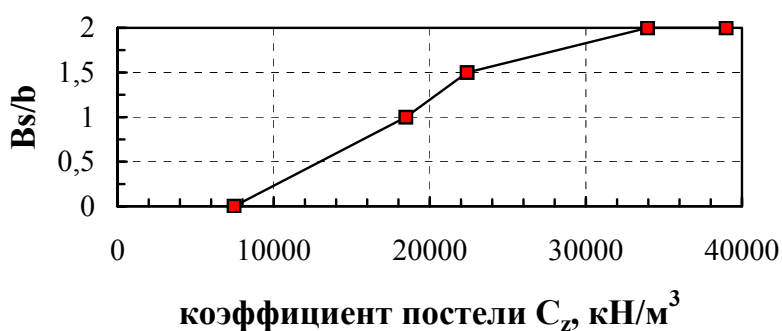


Рис. 4.21. Зависимость коэффициента постели C_z песчаного основания в условиях плоской деформации от ширины B_s и количества сеток n в интервале 0–0,4 кН

Т а б л и ц а . 4 . 3

Изменение жесткости песчаного основания C_z в интервале 0–0,4 кН

Ширина сетки под краем штампа B_s , см	Количество сеток n	Осадка штампа, мм	Коэфф. постели C_z , кН/м ³	B_s/b
0	0	1,41	7465,5	0
4	1	0,57	18467,2	1
6	1	0,47	22396,4	1,5
8	1	0,31	33955,9	2
16 (сплошная)	1	0,27	38986,4	2

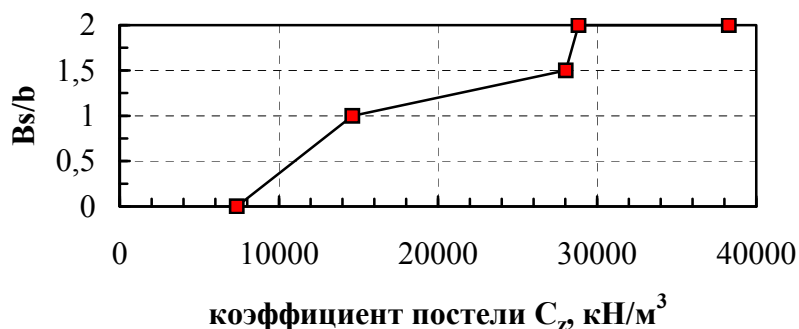


Рис. 4.22. Зависимость коэффициента постели C_z песчаного основания в условиях плоской деформации от ширины B_s и количества сеток n в интервале нагрузки 0,2–1 кН

Т а б л и ц а 4 . 4 .

Изменение жесткости песчаного основания C_z
в интервале 0,2–1 кН

Ширина сетки под краем штампа B_s , см	Количество сеток, n	Осадка штампа, мм	Коэфф. постели C_z , кН/м ³	B_s/b
0	0	2,87	7345,65	0
4	1	1,44	14619,9	1
6	1	0,75	28032,8	1,5
8	1	0,73	28839,2	2
16 (сплошная)	1	0,55	38277,5	2

Армирование песка под краем модели жесткого фундамента приводит к повышению жесткости основания в 5 раз (рис. 4.16 а), хотя введение сетки только под краями модели дает более низкие значения жесткости по сравнению с введением сплошной сетки.

Выполненные эксперименты позволяют сделать следующие выводы.

Выводы по разделу 4

1. Армирование основания гибкого фундамента уменьшает неравномерность деформации конструкции фундамента в 7 раз по сравнению с фундаментом на естественном основании.

2. Внутренние усилия в гибком фундаменте, прогиб фундамента и деформация основания зависят от степени армирования грунта под фундаментом.

3. В зависимости от степени армирования средняя осадка гибкого фундамента уменьшается в 1,2–2 раза по сравнению с таким же фундаментом на естественном основании.

4. Армирование песчаного основания приводит к повышению жесткости основания: коэффициент постели под краем гибкого фундамента возрастает в 2 раза и в 5 раз под краем жесткого фундамента.

5. Армирование основания фундамента приводит к увеличению нагрузки, соответствующей пределу пропорциональности (стадия уплотнения завершается при большем давлении) вследствие увеличения жесткости основания.

6. Армирование основания жесткого фундамента приводит к увеличению несущей способности в 1,2–1,5 раза в зависимости от степени армирования. Для увеличения предельной нагрузки более эффективно использование армирования только под краями штампа.

7. При достижении предельного состояния неармированного основания по устойчивости, наблюдается резкое увеличение осадки модели жесткого фундамента. Рост осадки сопровождается выпором грунта на поверхность основания. Осадка модели жесткого фундамента на армированном основании уменьшилась по сравнению с осадкой фундамента на естественном основании в 1,5–2 раза в зависимости от степени армирования.

8. Для ограничения деформаций основания (учитывая наименьшую величину осадки полученную для сплошной сетки $B_s = 16$ см), более целесообразно использование сплошного армирования под всей подошвой жесткого фундамента.

5. РАСЧЕТ ГИБКИХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ И АРМИРОВАННОМ ОСНОВАНИЯХ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

5.1. Основные положения метода конечных элементов

Основой современной механики грунтов является модель сплошной среды. В ней не рассматривается поведение отдельных частиц грунта, а принимается, что составляющие грунта заполняют рассматриваемую часть пространства непрерывно. Непрерывность среды такого идеализированного тела сохраняется в процессе его деформирования.

Применение модели сплошной среды к грунтам позволило широко использовать имеющиеся решения теории упругости, теории пластичности, гидромеханики и других разделов механики сплошных сред.

В основу модели среды теории упругости положен закон Гука – линейная зависимость между напряжениями и деформациями. При этом в данной среде возникают при нагружении только упругие деформации (рис. 5.1).

Для грунтов, наоборот, характерно наличие преимущественно остаточных деформаций. Поэтому модель среды теории упругости может применяться только на этапе однократного загрузения грунта без последующей разгрузки, что для большинства практических строительных случаев действия статических нагрузок и происходит в действительности.

Учитывая это, Н.М. Герсеванов предложил для грунтов принцип линейно деформируемой среды, согласно которого грунт ведет себя линейно упруго до определенного предела.

Анализ теоретических работ и экспериментальных исследований показывает, что наиболее полно механизм поведения грунта под нагрузкой с одновременным развитием упругих и пластических областей описывают упруго-пластические модели грунта. Аналитическое решение упруго-пластической задачи для сложных краевых условий получить, практически не удастся. Однако численные методы и вычислительная техника позволяют получить практически точное решение любого класса задач, как в упругой так и в нелинейной постановке.

Данные решения позволяют вести проектирование фундаментов исходя из предельно допустимых деформаций зданий и сооружений.

В последнее время в связи с широким использованием вычислительной техники все чаще прибегают для описания поведения различных конструкций к помощи численных методов расчета. Под термином конструкция мы будем понимать отдельные элементы зданий и сооружений. В том числе и фундаменты. Когда речь будет идти об основании, под ним будем по-

нимать массив грунта, на который передаются нагрузки от конструкции, заглубленной в грунт.

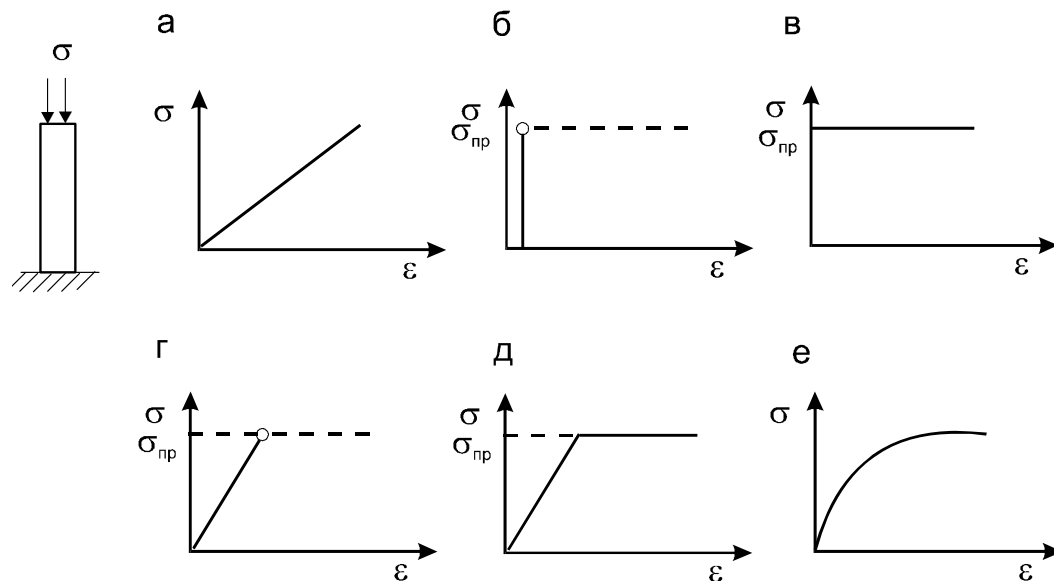


Рис. 5.1. Связь между деформациями и напряжениями при одноосном сжатии в случае: а – модели линейно деформируемой среды; б – модели среды теории предельного равновесия; в – модели теории пластичности (жесткопластическое тело); г – смешанной модели линейно деформируемой среды и среды предельного равновесия; д – модели упругопластической среды; е – модели не линейно деформируемой среды (модель упрочняющейся пластической среды, модель деформационной теории пластичности и др.)

Известны следующие численные методы расчета:

1. Метод конечных разностей (МКР).
2. Вариационно-разностный метод (ВРМ).
3. Метод конечных элементов (МКЭ).
4. Метод граничных элементов (МГЭ).

Все эти методы основаны на дискретизации расчетной области и решении системы алгебраических уравнений.

В течение последних тридцати лет МКЭ достиг такой стадии развития, что при его реализации поддается решению широкий класс линейных и нелинейных не решаемых ранее инженерных задач. Этот метод эффективнее при численной реализации, чем МКР и ВРМ.

Однако существует много классов задач, для которых конечно-элементная реализация неудовлетворительна, и это заставило исследователей искать альтернативные методы, такие которые основываются на интегральных уравнениях.

Несмотря на имеющиеся преимущества МГЭ, на практике большинство коммерческих программ расчета разработаны с использованием МКЭ.

Впервые понятие «конечный элемент» ввел Р. Клафф в 1960 г. Однако ключевые моменты метода имелись раньше в работе Р. Куранта, вышедшей в 1943 г., где была предложена модификация хорошо известного ме-

тогда Ритца. С середины 1950-х гг. наблюдается целенаправленное развитие метода, связанное с изучением свойств конечных элементов различной размерности и конфигурации, чему во многом способствовало появление и развитие ЭВМ. МКЭ применялся для решения плоских и пространственных задач, задач с учетом физической и геометрической нелинейности, с учетом фактора времени и многих других.

Идея МКЭ основана на том, что в любую непрерывную величину, такую как давление, перемещение, можно аппроксимировать дискретной моделью, построенной на множестве кусочно-непрерывных функций, определенных на конечном числе подобластей, называемых конечными элементами. Таким образом, в МКЭ выражение функционала энергии всей системы записывается как сумма отдельных ее частей. Построение дискретной модели осуществляется следующим образом.

1. Сплошная среда разбивается на конечное число подобластей (элементов). Элементы соединяются между собой лишь в узловых точках.

2. В каждом элементе поведение среды описывается некоторым полиномом, который определяется через узловые значения разрешающей функции и должен удовлетворять условиям непрерывности во всей среде.

Наиболее важными преимуществами МКЭ, способствующими его широкому распространению, являются следующие:

- 1) переход к расчетной схеме осуществляется естественным образом из соображений механики. Размеры элементов и их свойства могут быть переменными, что позволяет, как бы собирать рассчитываемую конструкцию из отдельных «кирпичиков», сгущая сетку в местах наибольшего и разрежая в местах наименьшего градиента разрешающей функции;

- 2) возможность расчета конструкций произвольной формы, включая и криволинейные области;

- 3) учет сложных условий нагружения, в том числе с разрывной поверхностной нагрузкой;

- 4) матрица системы уравнений симметрична и имеет всегда линейную структуру, что значительно облегчает условия машинной реализации метода;

- 5) универсальность метода позволяет использовать для решения определенного класса задач одну и ту же вычислительную программу.

За время своего сравнительно недолгого существования МКЭ прошел через ряд последовательных модификаций. В частности, в последнее время для расчета очень сложных конструкций (надземная конструкция + фундамент + основание) применяют так называемый метод суперэлементов. По этому методу исходную конструкцию разбивают на отдельные подконструкции (суперэлементы), каждая из которых рассчитывается МКЭ. На завершающем этапе расчета суперэлементы объединяются с помощью обычной схемы МКЭ.

В силу указанных выше возможностей МКЭ нашел достойное применение в области фундаментостроения. Учет неоднородности и анизотропии грунтового основания, начального напряженного состояния, формы и глубины заложения фундамента, совместной работы «грунт – фундамент – надземная конструкция», изменения свойств грунтов – вот неполный перечень вопросов, которые могут быть решены с использованием данного метода. Особые возможности предоставляет МКЭ при решении нелинейных задач, позволяя значительно приблизить теоретические расчеты к реальному поведению грунта под нагрузкой.

Исследованию напряженно-деформированного состояния грунтового основания МКЭ посвящены работы отечественных ученых В. Александровича, Г. Болдырева, А. Бугрова, М. Дубинина, Ю Зарецкого, В. Копейкина, А. Крыжановского, А. Пилягина, В. Соломина, А. Фадеева, В. Федоровского, А. Шашкина, В. Широкова [39, 42, 64, 72, 97, 143] и др.

Главным условием использования МКЭ является наличие ЭВМ достаточной мощности и соответствующего программного обеспечения, что представляет определенную трудность, особенно при решении сложных инженерных задач.

В настоящее время в нашей стране практически отсутствуют сертифицированные отечественные программы, применяемые в области фундаментостроения. Из зарубежных широко используемых на практике программ можно рекомендовать следующие:

- 1) SAGE-CRISP. Разработана сотрудниками Кэмбриджского университета и корпорацией Sage Ltd. UK;
- 2) PLAXIS. Разработана под руководством проф. P.A. Vermeer. Delft Univ. The Netherlands;
- 3) GEO-SLOPE. Разработана GEO-SLOPE Intern. Ltd. Canada;
- 4) при расчете конструкций зданий и сооружений, в том числе и оснований можно использовать программу ANSYS, которая разработана корпорацией SAS IP, Inc. USA [98];
- 5) программа «ЛИРА», разработана НИИ автоматизированных систем в строительстве, Киев;
- 6) программа «Structure CAD – SCAD» [146], модернизация программы «ЛИРА»;
- 7) программа «ADINA», разработана проф. К.Бате, ADINA R&D, Inc.;
- 8) программа «REWARD», «REACTIV», разработана Geocentrix Ltd. UK.

5.2. Уравнения механики сплошной среды и метода конечных элементов

При использовании модели линейно-деформируемой среды любая задача механики грунтов сводится к решению системы уравнений, в состав которой входят уравнения равновесия, геометрические уравнения и физические или определяющие уравнения.

В случае плоской задачи уравнения равновесия для бесконечно малого элемента (рис. 5.2) имеют вид:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0; \quad \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0, \quad (5.1)$$

где $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}, \tau_{zx}$ – нормальные и касательные напряжения по граням dx, dz элемента среды; X и Z – составляющие объемных сил (например, собственный вес грунта).

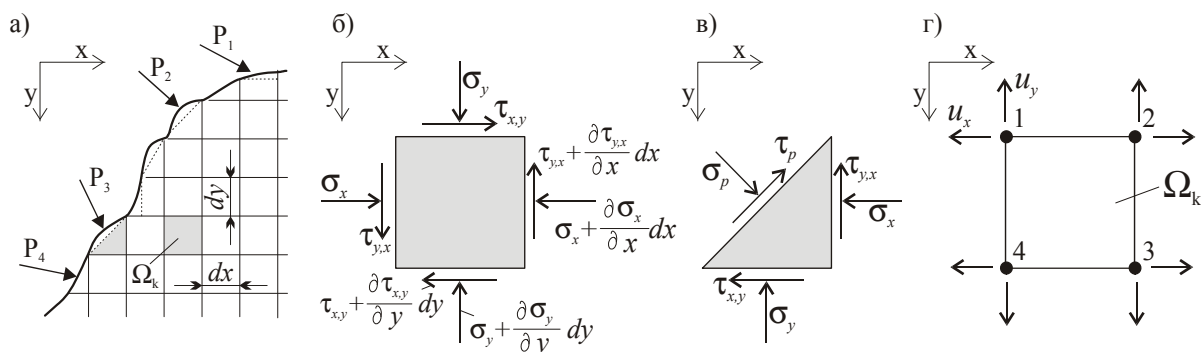


Рис. 5.2. Элементы среды (а) внутри (б) и на внешних границах (в)

Геометрические уравнения, связывающие линейные ϵ и угловые γ деформации с перемещениями (U, W) имеют вид:

$$\epsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 \right] \quad \text{или} \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} + \left(\frac{\partial U}{\partial x} \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \frac{\partial W}{\partial z} \right) \quad (5.2)$$

и т.д.

Однако в большинстве задач деформации могут считаться малыми ($\ll 1$), что позволяет пренебречь квадратными членами уравнения (5.2) и геометрические уравнения плоской задачи будут иметь вид:

$$\epsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x}; \quad \epsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}; \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x}. \quad (5.3)$$

Физические уравнения характеризуют зависимости между напряжениями и деформациями и принимаются при линейно-упругом поведении грунта в виде закона Гука, которые для случая плоской задачи имеют вид:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} \left[(1-\nu^2)\sigma_x - \nu(1+\nu)\sigma_z \right]; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} \left[(1-\nu^2)\sigma_z - \nu(1+\nu)\sigma_x \right]; \gamma_{xz} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xz}. \end{aligned} \quad (5.4)$$

где ν – коэффициент Пуассона; E – модуль упругости грунта.

Помимо уравнений равновесия, геометрических и физических уравнений напряжения и перемещения должны удовлетворять соответствующим для каждого случая *граничным условиям*, т.е. принимать на границе среды заданные значения (рис. 5.2 а).

Решить плоскую задачу линейной теории упругости значит найти 8 функций: 2 компоненты вектора перемещений, 3 компоненты вектора напряжений и 3 компоненты вектора деформаций, удовлетворяющих системе 8 уравнений: 2 уравнения равновесия (5.1), 3 геометрических уравнения (5.3), 3 физических уравнений (5.4) и заданным граничным условиям.

Решение задачи линейной теории упругости производится тремя основными методами: напряжений (сил), перемещений и смешанным.

Дифференциальные уравнения теории упругости, приведенные выше очень сложны, и точные их решения перечисленными методами, удастся построить для весьма узкого класса задач. Поэтому на практике обычно строятся приближенные решения. Для построения приближенного решения удобна иная, вариационная постановка задач теории упругости, которая заключается в следующем.

В строительной механике используются понятия потенциальной энергии деформации (энергия деформации) Π и работы внешних сил V , определяемых выражениями:

$$n = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} d\Omega; V = \int_{\Omega} X_i u_i d\Omega + \int_{\partial} \sigma_{ij}^o u_i ds, \quad (5.5)$$

где $i, j = 1, 2$; σ_{ij}^o – напряжения, заданные на части границы Γ (см. рис. 5.2).

В этих терминах вариационная задача сводится к нахождению минимума функционала

$$\mathcal{E}(u) = \Pi - V. \quad (5.6)$$

Функционалом $\mathcal{E}(u)$ называют функцию, заданную на множестве функций u . Примером функционала является потенциальная энергия упругого тела. Каждой функции u (перемещению) соответствует число $\mathcal{E}(u)$ – энергия, т.е. на множестве функций определен функционал.

Условием минимума функционала является равенство нулю его первой вариации

$$\delta \mathcal{E}(u) = \delta(\Pi - V) = 0. \quad (5.7)$$

Рассматриваемая вариационная постановка задачи характерна для метода Ритца. В соответствии с идеей Ритца, искомые функции перемещений (u) представляются в расчетной области тела через аппроксимирующие функции в виде рядов

$$u = \sum_i g_{ui} \xi_{ui}; v = \sum_i g_{vi} \xi_{vi}, \quad (5.8)$$

где ξ – координатные функции;

g – кинематически возможные перемещения.

В результате подстановки (5.8) в (5.7) и подборе координатных функций мы сможем приблизиться к точному решению и найти неизвестные значения перемещений u и v из системы алгебраических уравнений.

При всей ясности и простоте метода Ритца, его реализация существенно осложняется для краевых задач со сложными конфигурациями границы и при неоднородности свойств среды, так как возникают трудности подбора аппроксимирующих функций ξ сразу для всей расчетной области.

В данном случае очевидным преимуществом обладает метод конечных элементов, заключающийся в дискретизации расчетной области Ω на конечное число подобластей Ω_k (конечные элементы) принятые системы кусочно-непрерывных функций ξ_k , определенных в объединенной области Ω из Ω_k элементов.

Потенциальную энергию деформации Π и работу внешних сил V для рассматриваемой расчетной области Ω можно записать используя векторную алгебру следующим образом.

Энергия деформации

$$\delta U_1 = \int_v \{\delta \epsilon\}^T \{\sigma\} dv, \quad (5.9)$$

где $\{\epsilon\}$ – вектор деформации;

$\{\sigma\}$ – вектор напряжения;

v – объем элемента.

Предполагая упругое поведение материала рассматриваемой области, уравнение (5.9) можно записать в виде

$$\delta U_1 = \int_v \{\delta \epsilon\}^T [D] \{\epsilon\} dv, \quad (5.10)$$

где напряжения и деформации связаны законом Гука.

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (5.11)$$

где $\{\sigma\} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{xz}]^T$ – вектор напряжения; $[D]$ – матрица упругости; $\{\varepsilon\} = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{xz}]^T$ – полный вектор деформации.

Деформации могут быть представлены функцией перемещений узлов конечного элемента вида

$$\{\varepsilon\} = [B]\{u\}, \quad (5.12)$$

где $[B]$ – матрица деформаций-перемещений; $\{u\}$ – вектор узловых перемещений.

Подставив в (5.10) выражение (5.12) и учитывая то, что перемещения $\{u\}$ являются постоянными в конечном элементе, запишем энергию деформации в виде

$$\delta U_1 = \{\delta u\}^T \int_v [B]^T [D] [B] dv \{u\}, \quad (5.13)$$

Работа внешних сил является суммой работ сил инерции, давления приложенного на поверхности (границе) элемента и сосредоточенных сил, приложенных в узлах элемента.

Учитывая то, что перемещения внутри элемента связаны с узловыми перемещениями в виде

$$\{w\} = [N]\{u\}, \quad (5.14)$$

где $[N]$ – матрица формы функций конечного элемента. Работу сил инерции, предполагая, что масса постоянна по объему, можно записать в виде

$$\delta V_1 = -\{\delta u\}^T \rho \int_v [N]^T dv, \quad (5.15)$$

Работу, обусловленную давлением, запишем в виде

$$\delta V_1 = \{\delta u\}^T \int_A [N_n]^T \{P\} dA, \quad (5.16)$$

где $\{P\}$ – вектор приложенного давления;

A – площадь, на которой действует давление.

Работа внешних сосредоточенных сил, приложенных к элементу, может быть представлена в виде

$$\delta V_3 = \{\delta u\}^T \{F_e^{nd}\}, \quad (5.17)$$

где $\{F_e^{nd}\}$ – узловые силы, приложенные к элементу.

Окончательно, функционал (5.6) учитывая (5.9–5.17) можно записать в виде

$$\begin{aligned} & \{\delta u\}^T \int_v [B]^T [D][B] dv \{u\} = \\ & = -\{\delta u\}^T \rho \int_v [N]^T dv + \{\delta u\}^T \int_A [N_n]^T \{P\} dA + \{\delta u\}^T \{F_e^{nd}\}, \end{aligned} \quad (5.18)$$

Учитывая то, что вектор $\{u\}^T$ кинематически возможных перемещений является общим для всех членов уравнения, то уравнение (5.18) можно представить следующим образом

$$[K_e] \{u\} = \{F_e^m\} + \{F_e^{pr}\} + \{F_e^{nd}\}, \quad (5.19)$$

где $[K_e] = \int_v [B]^T [D][B] dv$ – матрица жесткости элемента;

$\{F_e^m\} = \rho \int_v [N]^T dv$ – вектор инерционных сил;

$\{F_e^{pr}\} = \int_A [N_n]^T \{P\} dA$ – вектор давления на элементе;

$\{F_e^{nd}\}$ – вектор узловых сил.

Уравнение (5.19) представляет собой конечно-элементную формулировку дифференциальных уравнений теории упругости, записанные для одного конечного элемента.

5.3. Численный расчет системы «основание – фундамент»

С целью оценки влияния армирования грунтов на деформации фундаментов и грунтов основания выполнено численное решение МКЭ различных расчетных схем «фундамент – основание» (рис. 5.3).

Первая группа задач рассматривает взаимодействие гибкого фундамента с основанием (рис. 5.3 а, б). Вторая группа задач посвящена анализу взаимодействия жесткого фундамента с основанием (рис. 5.3 в, г, д) В обеих группах задач исследуется работа основания без армирования и основания с введением армирования в грунте под фундаментом.

В качестве основного варианта первой группы решенных задач, который мы будем использовать в дальнейшем для сравнения, рассмотрен ленточный фундамент жилого 9-этажного дома на глинистом основании [16, 18] (рис. 5.3 а). Фундамент принят шириной 3 м, высотой 0,8 м и длиной 40 м. Вследствие симметрии рассматриваемой задачи будем рассчитывать только половину массива основания, так как это показано на расчетной схеме рис. 5.3. Все расчеты выполнены для условий плоской деформации.

Во втором случае, в глинистый грунт под внешним краем фундамента шириной 3 м и длиной 40 м, на кровле слабого слоя, введен армирующий материал в виде одного ряда стальных стержней диаметром 10 мм.

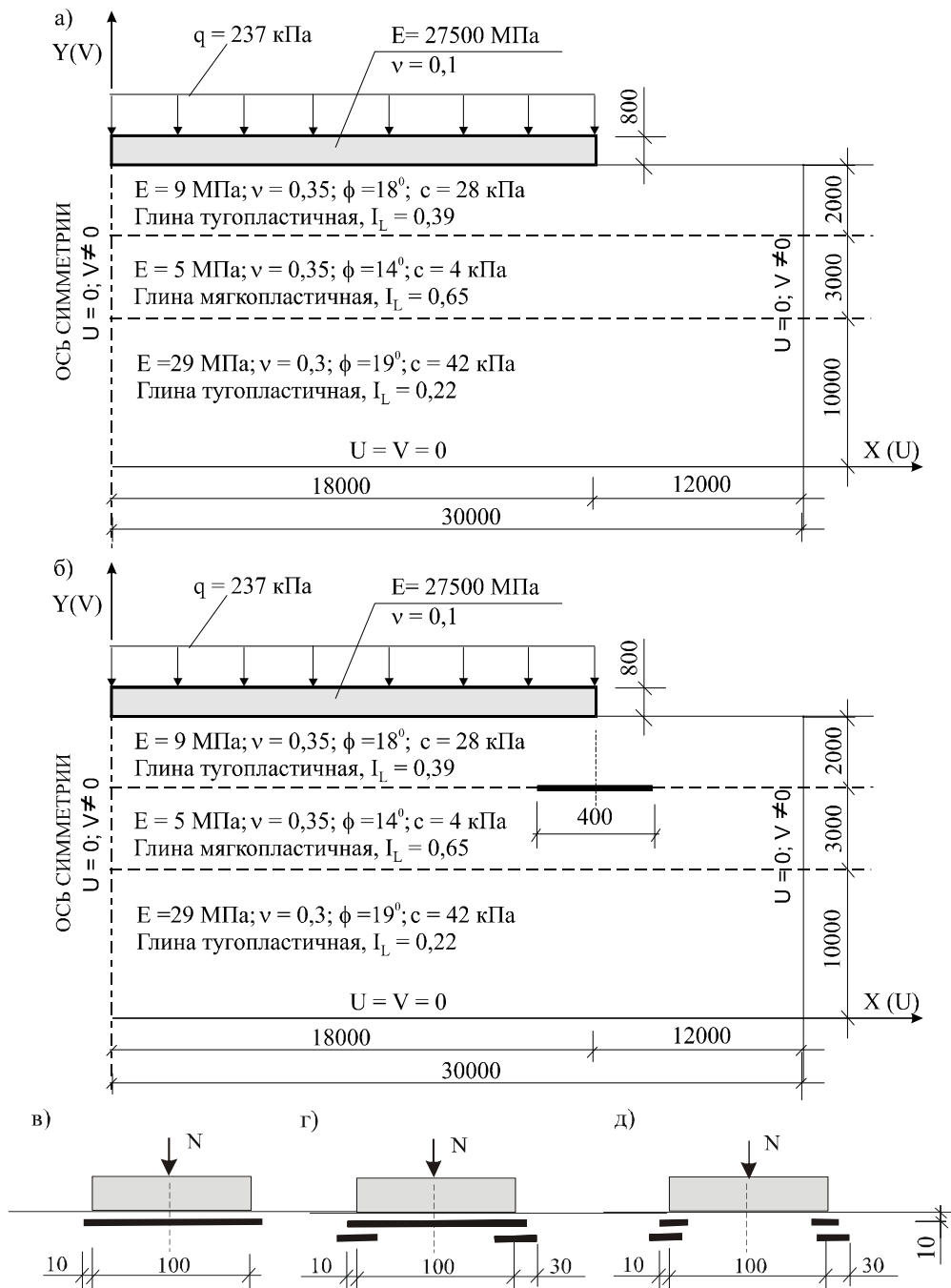


Рис. 5.3. Расчетная схема и граничные условия.

Нагрузка на фундамент от веса жилого дома составляет 237 кПа. Нагрузка прикладывалась 10 ступенями по 23,7 кПа. Фундамент выполнен из бетона марки В20. Начальный модуль упругости бетона, $E_b = 27500$ МПа, коэффициент Пуассона, $\nu = 0,1$. Расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b = 11,5$ МПа, а расчетное сопротивление бетона растяжению, $R_{bt} = 0,9$ МПа.

Расчет выполнен с использованием программы ANSYS [98] методом конечных элементов. Аппроксимация грунтов основания выполнена с использованием конечных элементов PLANE42, а фундамента – конечными элементами BEAM23. Выбранные конечные элементы допускают упругое и упруго-пластическое поведение грунта основания и бетона конструкции фундамента.

Упруго-пластическое поведение описывается условием прочности Друкера-Прагера. Для бетона принято, что параметр сил сцепления в условии прочности равен расчетному сопротивлению бетона растяжению, R_{bt} .

В обоих случаях использован ассоциированный закон течения при определении пластической деформации. Принято, что пластическое деформирование не сопровождается упрочнением, т.е. рассмотрен случай идеальной пластичности. Переход от упругого к пластическому деформированию определяется величиной параметра $\sigma = 6c \cos \varphi / [\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)]$. Для грунта основания величина c является параметром удельных сил сцепления, а φ – угол внутреннего трения, которые определяются из результатов испытаний на прямой сдвиг или в условиях трехосного сжатия. Для бетона эти параметры определить сложнее. В СНиП [66] эти параметры не нормированы. По мнению М.М. Холмянского [74], сопротивление чистому сдвигу близко к R_{bt} . Для условий простого сдвига в работах М.М. Холмянского предлагается определять сопротивление сдвигу из выражения: $\tau = R_{bt} + \sigma \operatorname{tg}(\alpha + \varphi)$, где α – угол наклона плоскости сдвига, а φ – угол внутреннего трения. Основываясь на этом, в данной работе мы принимаем для бетона $c = R_{bt}$, а $\varphi = 40^\circ$. Поведение арматуры принято упругим, так как возникающие в ней растягивающие усилия не превышают предела пропорциональности. Расчетные значения параметров модели грунта основания приведены на рис. 5.3.

На рис. 5.4 показана расчетная схема задачи с аппроксимацией конечными элементами. По периметру массива треугольниками показаны граничные условия, которые также приведены на рис. 5.3. Треугольники на подошве фундаментной балки означают полное «слипание» подошвы с грунтом. Решение системы дифференциальных уравнений выполнялось методом сопряженного градиента в оперативной памяти емкостью 128 МВ.

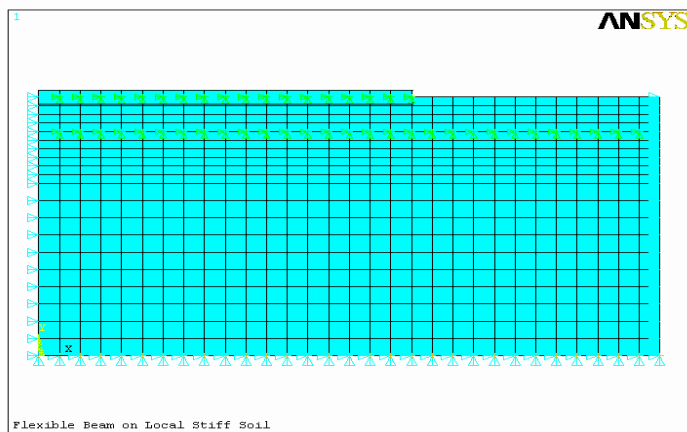


Рис. 5.4. Аппроксимация расчетной области массива грунта и ленточного фундамента прямоугольными конечными элементами

При этом использовался метод итераций Ньютона – Рафсона. Сходимость решения оценивалась по узловым усилиям с точностью 0,001. На рис. 5.5 приведены кривые, представляющие приложенные и расчетные значения усилий.

При обсуждении результатов следует иметь в виду следующее. На всех рисунках размерность напряжений – кПа, осадка/деформации – м, расстояние – м. Напряжения, моменты: положительный знак – растяжение, отрицательный знак – сжатие.

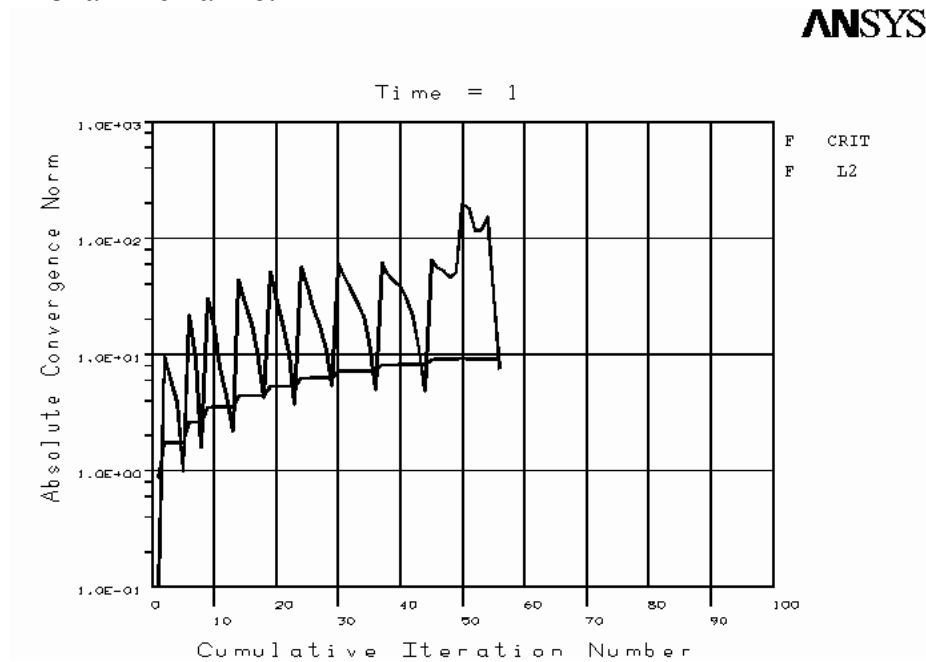


Рис. 5.5. Количество итераций и сходимость решения

На рис. 5.6 а, б приведена зависимость осадки фундамента от нагрузки. На горизонтальной оси отложены значения расстояний от оси симметрии (DIST) в м, а по вертикали – вертикальные перемещения фундамента.

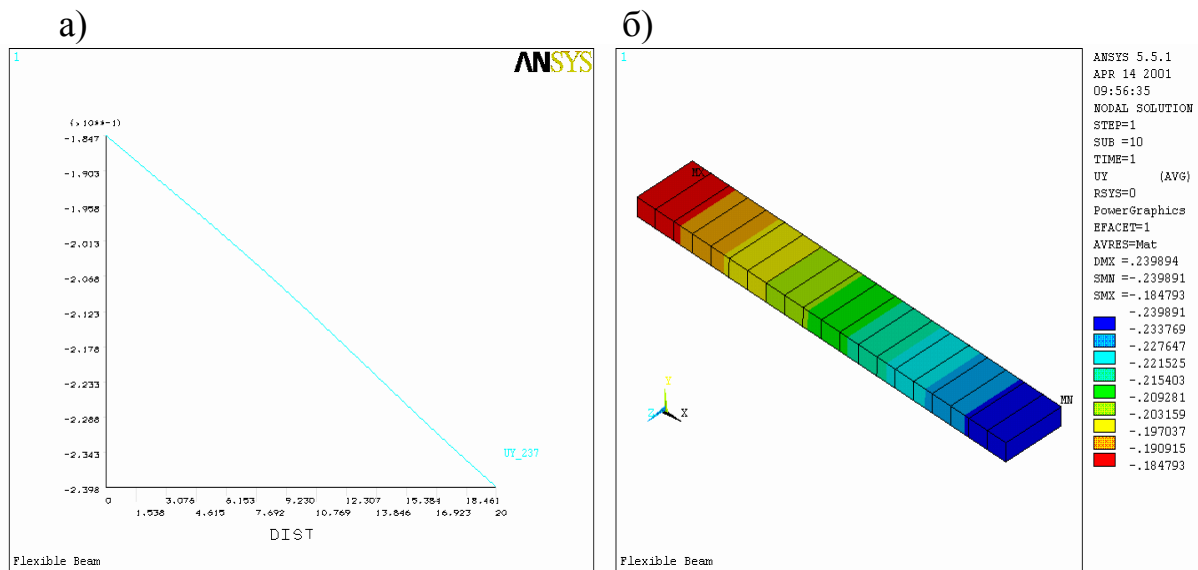


Рис. 5.6. Прогиб ленточного фундамента при нагрузке 237 кПа

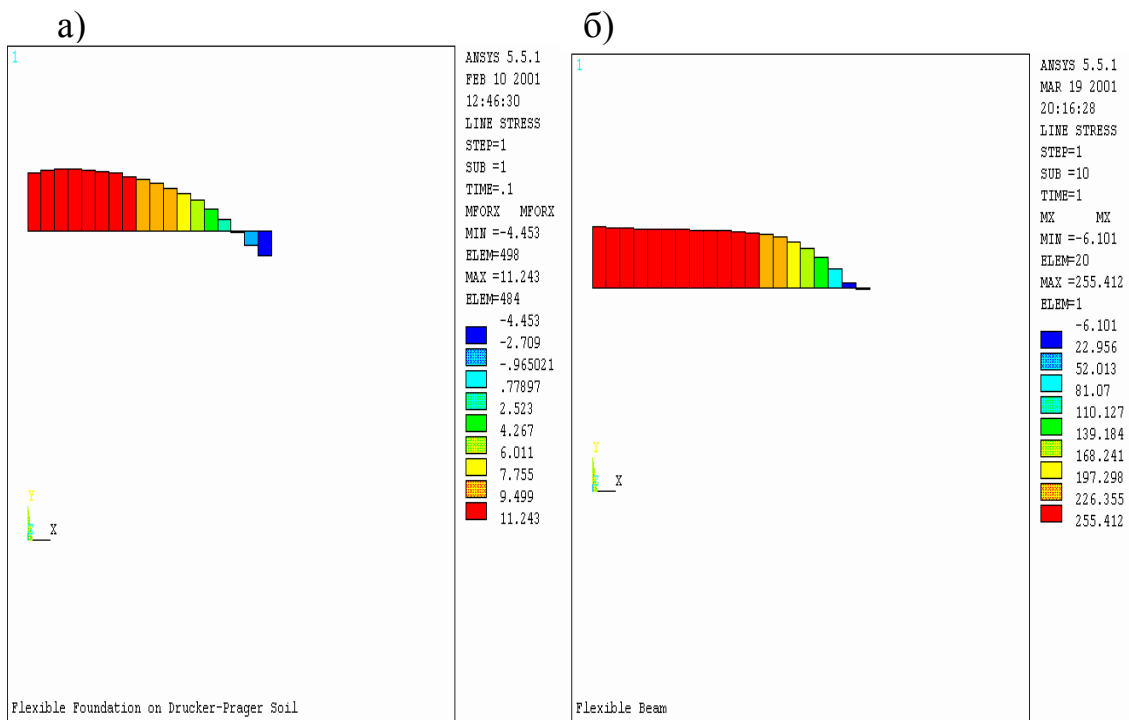


Рис. 5.7. Изгибающий момент – M_x при нагрузке: а – 30 кПа; б – 237 кПа

Расчеты показывают на то, что на первых ступенях нагружения наблюдается прогиб фундамента, а при нагрузке более 118,5 кПа имеет место выгиб фундамента. Переход от одного вида деформации фундамента к другому обусловлен возникновением и развитием пластических деформаций во втором слое грунта основания. Это наглядно видно из сравнения рис. 5.6 и рис. 5.9. Таким образом, при упругой работе грунта в стадии уплотнения имеет место прогиб фундамента, по мере роста сдвиговых (пластических) деформаций под краем фундамента на стадии образования областей сдвига фундамент меняет свою кривизну вследствие сдвига грунта из под его края. Это и приводит к большей величине осадки фундамента на его крае. Здесь осадка равна 23,98 см, а в центре она равна 18,47 см.

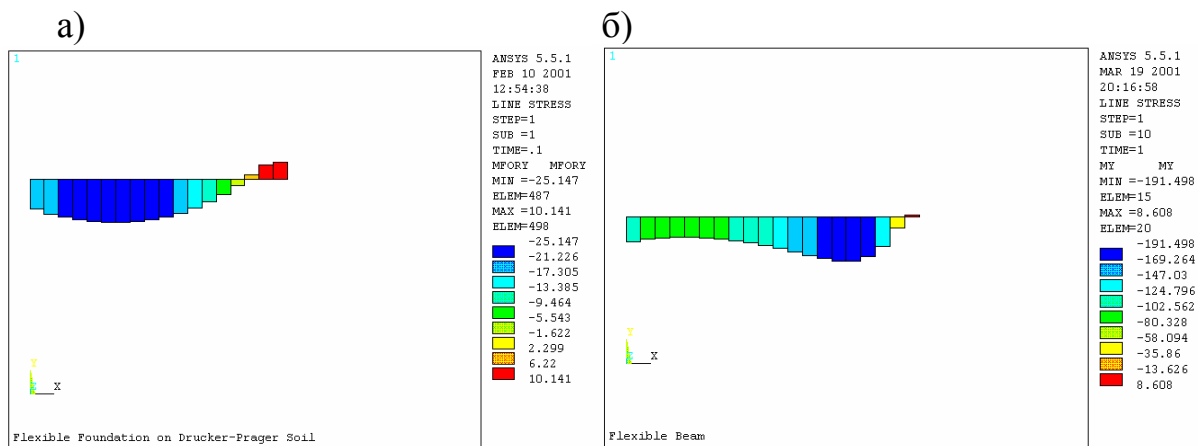


Рис. 5.8. Изгибающий момент – M_y при нагрузке: а – 30 кПа; б – 237 кПа

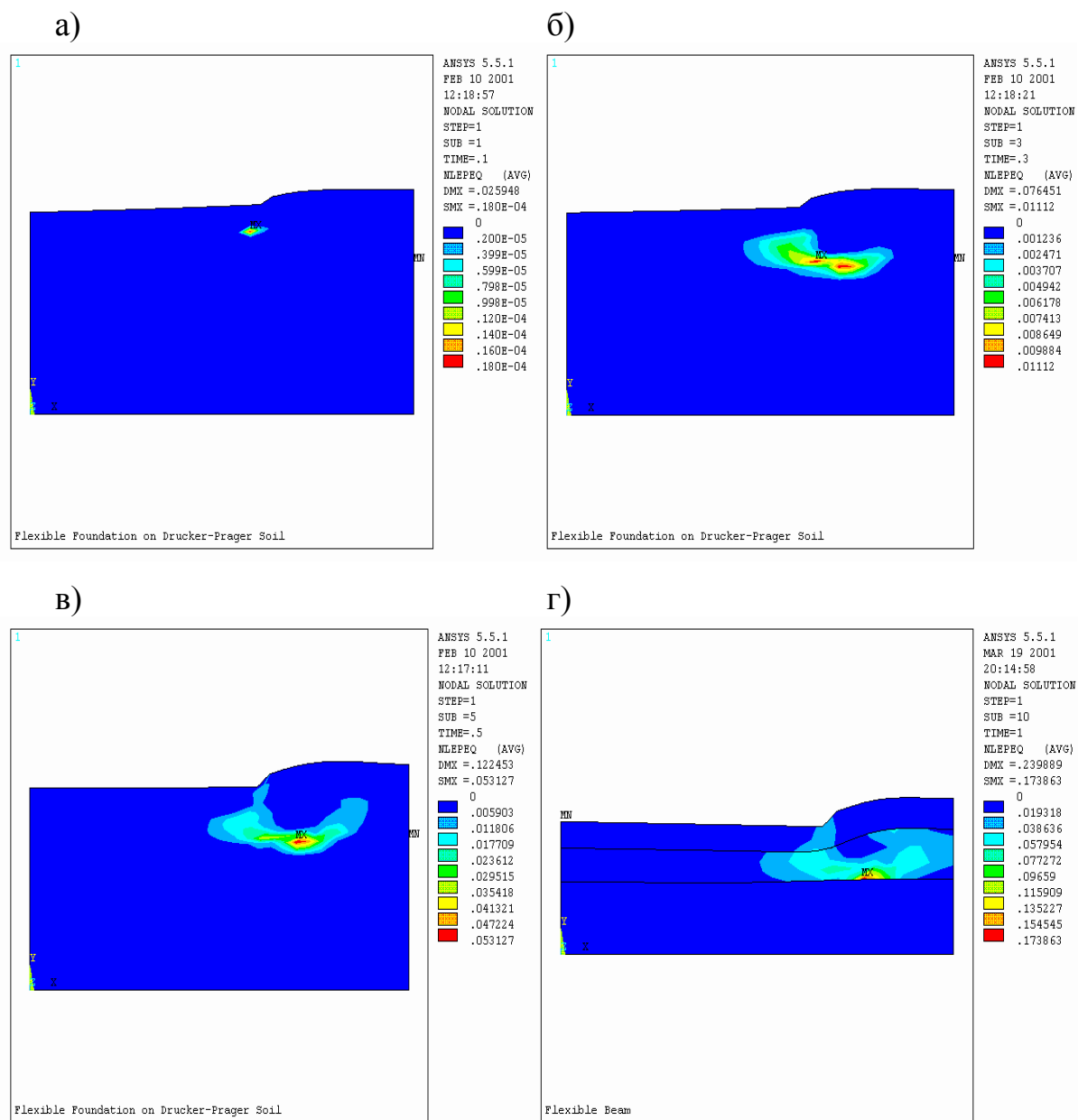


Рис. 5.9. Характер развития пластических деформаций в массиве основания при нагрузке в 30, 90, 150 и 237 кПа, соответственно

Изменение кривизны фундамента по мере роста пластических деформаций приводит к изменению внутренних усилий в конструкции фундамента. Развитие пластических деформаций приводит к уменьшению изгибающего момента M_x в направлении оси X , на краю фундамента и его возрастанию к центру фундамента. Изгибающий момент M_y также трансформируется, но в значительно большей степени. То же самое относится и к моменту, M_z в направлении оси Z по ширине фундамента.

Пластические деформации развиваются прогрессивно от краев фундамента по направлению к поверхности основания. Максимум пластической деформации (красный цвет), соответствующий каждой ступени нагружения, находится во втором менее прочном слое грунта. Фактически проис-

ходит выдавливание грунта второго слоя основания горизонтально и к поверхности основания. Это и приводит к изменению формы кривизны фундамента.

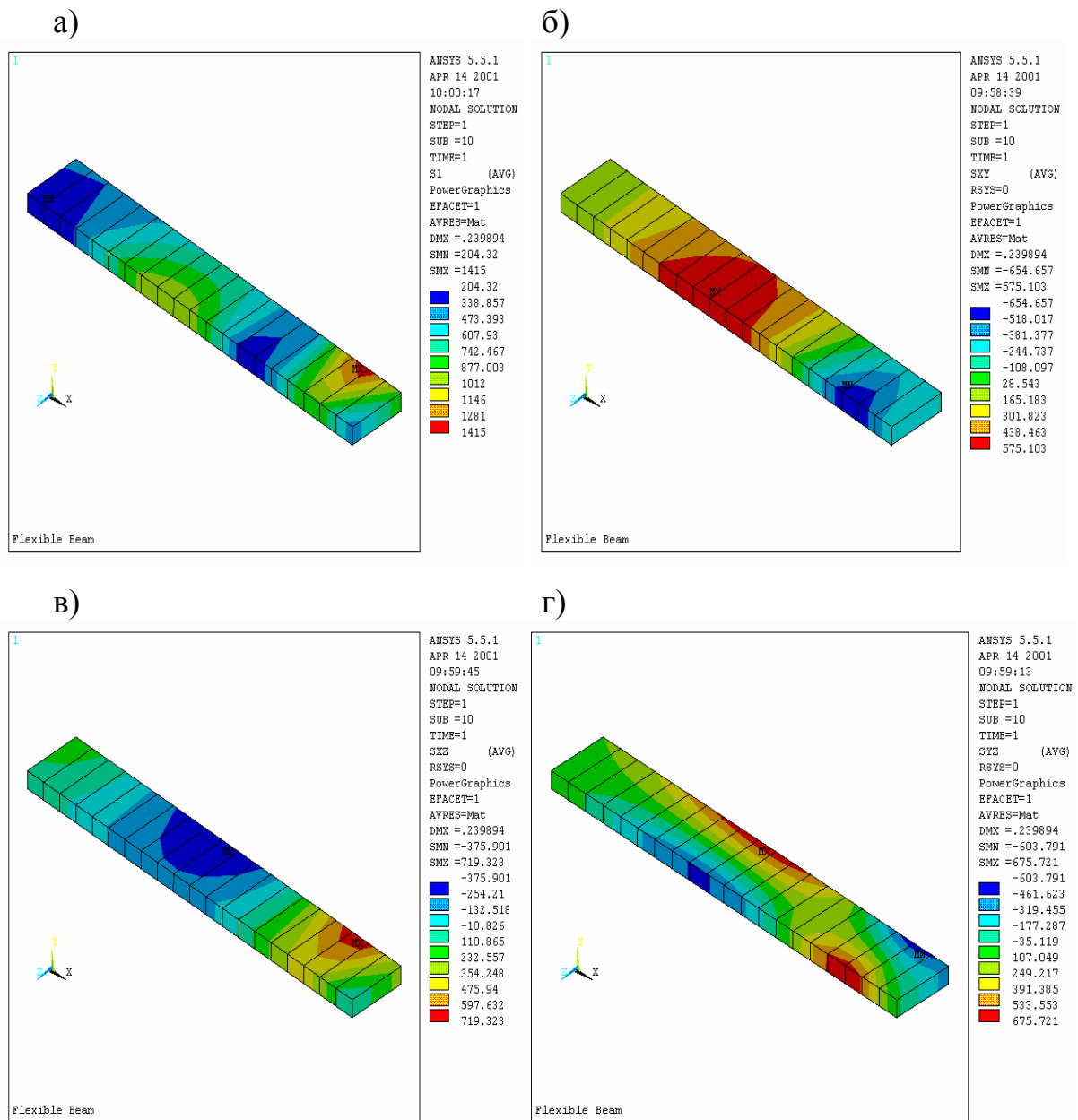


Рис. 5.10. Главное напряжение σ_1 , касательные напряжения τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} в конструкции гибкого фундамента при нагрузке 237 кПа

Найдем относительную разность осадки, $\Delta s / L$ при нагрузке в 237 кПа. Она составит $(23,98 - 18,47) / 4000 = 0,00137$. Она оказывается, менее предельно допускаяемой $(\Delta s / L)_u = 0,002$ для каркасных зданий и менее для бескаркасных зданий $(\Delta s / L)_u = 0,0016$. Расчетная средняя осадка равна $(23,98 + 18,47) / 2 = 21,22$ см, что, более предельно допускаяемой в 10 см для жилых зданий с несущими кирпичными стенами без армирования кирпичной кладки.

Выполненное сравнение результатов расчета деформации и предельных значений по СНиП говорит о том, что нагрузка в 237 кПа недопустима для данного типа фундамента на рассмотренных грунтовых условиях, исходя из предельной средней осадки. Можно конструктивно увеличить ширину подошвы фундамента, например до 4 м и выполнить вновь расчеты при нагрузке 177,75 кПа. При этом мы получим среднее значение осадки фундамента – 12,5 см. Это допустимое значение при устройстве армирования кирпичной кладки.

Воспользуемся другим приемом уменьшения осадки фундамента, не увеличением его ширины, а введением в грунт основания армирующих элементов (рис. 5.3 б).

На рис. 5.11–5.13 представлены результаты расчета армированного основания, где для усиления грунта используется обычная стальная арматура диаметром 10 мм. Арматура расположена под краем фундамента, в том месте, где возникают и развиваются пластические деформации (см. рис. 5.9 а).

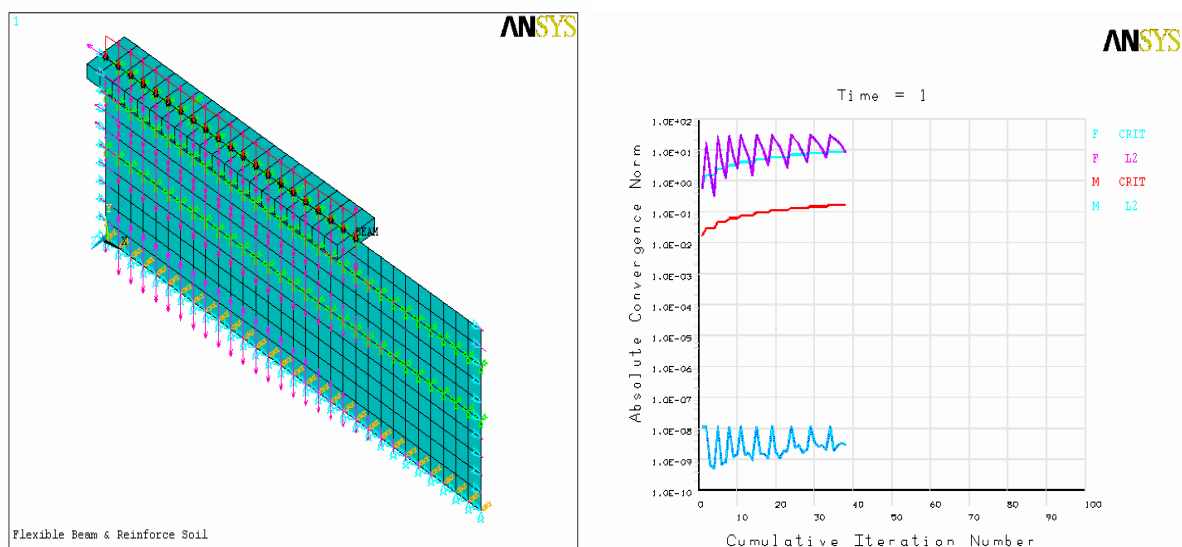


Рис. 5.11. Расчетная схема и сходимоть решения

В отличие от предыдущего решения, в рассматриваемом, используется новый конечный элемент LINK1 для аппроксимации арматурного стержня, закладываемого в грунт под фундаментом. Этот элемент описывает одноосное напряженное состояние на сжатие и растяжение. В связи с тем, что предел пропорциональности у стали значительно больше, чем у грунтов, мы рассматриваем только упругое поведение материала арматуры. Материал фундамента и грунтов основания деформируется нелинейно.

Введение арматуры для усиления грунтов основания привело к изменению характера деформации как самого фундамента, так и грунтов основания. Осадка фундамента уменьшилась по сравнению с фундаментом на естественном основании. В центре она равна 19,4 см, а на крае 21,58 см.

Средняя осадка равна 20,49 (21,22) см. Неравномерность осадки уменьшилась в 2,5 раза, $\Delta s / L = 0,0054$ (0,00137). В скобках приведены значения для фундамента на естественном основании.

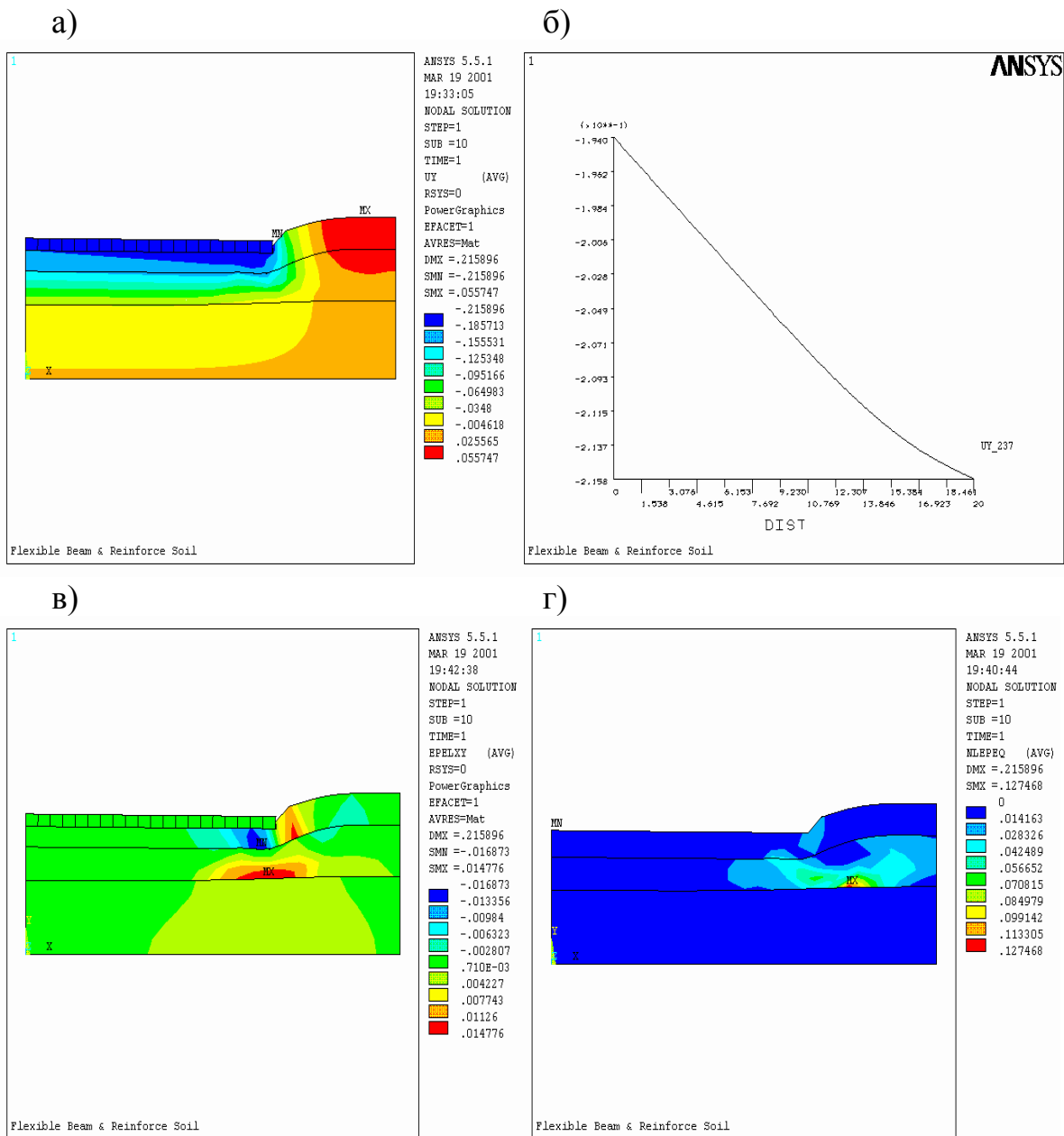


Рис. 5.12. Характер деформации фундамента и грунтов основания при нагрузке 237 кПа: а – деформация фундамента и грунтов основания; б – зависимость осадки фундамента от нагрузки; в – сдвиговые деформации; г – пластические деформации

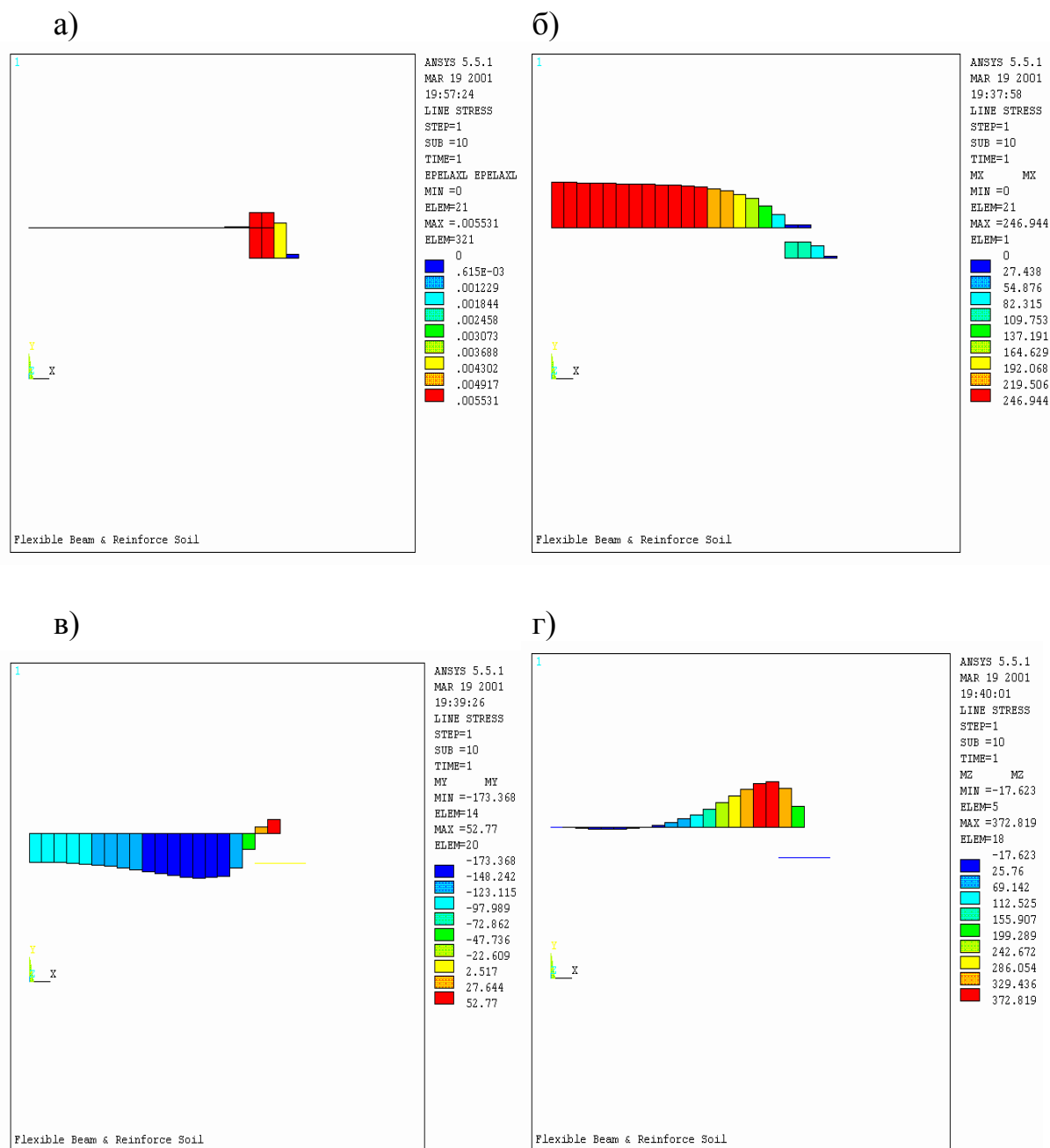


Рис. 5.13. Внутренние усилия в конструкции фундамента:
а – упругая деформация в армирующем элементе;
б – момент M_x в фундаменте и армирующем элементе;
в – момент M_y в фундаменте; г – момент M_z в фундаменте

Как видно из рис. 5.13 а, в арматуре возникают растягивающие усилия от действия касательных напряжений в грунте в области под фундаментом (см. рис. 5.12 в). Усилия максимальны на левом конце стержня, что объясняется эффектом «защемления» стержня в грунте.

Эффект «защемления» обусловлен не конструктивным закреплением стержня, а действием сжимающих напряжений под подошвой фундамента. Фундамент, как бы прижимает стержень на участке длиной 2 м (см. рис. 5.3 б) и удерживает его от смещения из под подошвы.

Если сравнить рис. 5.12 г и рис. 5.9 г, то можно сделать вывод об уменьшении величины пластических деформаций. Максимальное значение пластической деформации уменьшилось с 1,73 % до 1,27 %.

Произошло также и изменение значений изгибающих моментов в конструкции фундамента. Моменты уменьшились, но незначительно. Так, например, изгибающий момент M_x уменьшился с 255,41 кНм до 246,94 кНм (см. рис. 5.13 б и рис. 5.7 б).

Рассмотрим результаты подобных исследований, но применительно к конструкции жесткого фундамента. Расчетная схема задачи показана на рис. 5.3 в, г, д. Жесткий штамп, моделирующий конструкцию жесткого фундамента, имеет ширину 10 см и передает нагрузку на песчаное основание в условиях плоской деформации. На рис. 5.14 приведена экспериментально определенная зависимость между главным напряжением, σ_1 и относительной деформацией ϵ_1 , полученная из опытов с образцами песчаного грунта, в стабилометре (см. разд. 3, подразд. 3.5.2). Модуль деформации песка на начальном участке зависимости $\sigma = f(\epsilon)$ равен 30 МПа, с ростом пластической деформации он уменьшается. В отличие от предыдущих решений, где пластическая деформация определялась с использованием пластического потенциала и закона течения, как для случая идеальной пластичности (см. рис. 2.7) при решении задачи жесткого штампа мы допускаем кинематическое упрочнение песчаного грунта. Величина пластической деформации определяется с использованием условия прочности Мизеса [20, 46] и ассоциированного закона течения. В отличие от условия прочности Друкера – Прагера [46, 109], где эквивалентное напряжение определяется из выражения $\sigma_e = 6c \cos \varphi / \sqrt{3}(3 - \sin \varphi)$ и не изменяется с ростом напряжений, величина эквивалентного напряжения σ_e , для случая кинематического упрочнения определяется с использованием экспериментальной зависимости (см. рис. 5.14) и увеличивается с ростом напряжений.

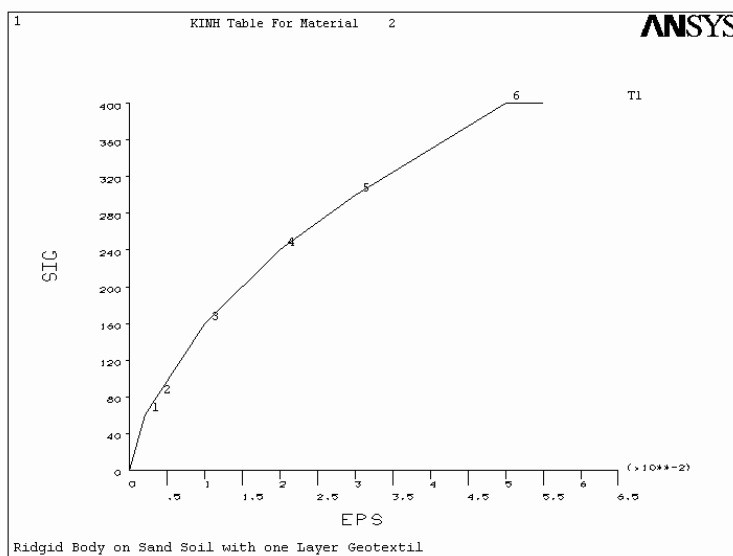


Рис. 5.14. Закономерность деформирования песчаного грунта

Однако применять условие прочности Мизеса для грунтов надо очень осторожно, так оно не учитывает влияние гидростатического обжатия. Поэтому обсуждаемые ниже результаты можно использовать только для качественной оценки влияния эффекта армирования на напряженно-деформированное состояние песчаного основания.

Как видно из рис. 5.15–5.16 пластические и сдвиговые деформации развиваются от углов штампа. Осадка штампа равна 1,77 мм.

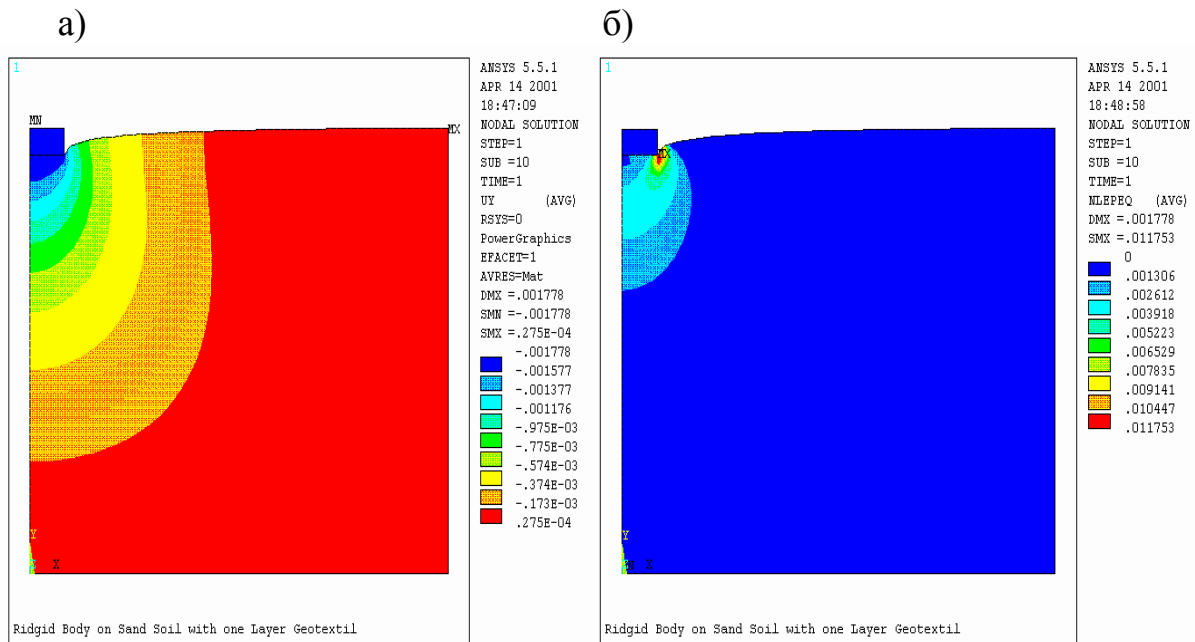


Рис. 5.15. Деформация песка в основании штампа при нагрузке 300 кПа.
 а – вертикальные перемещения; б – пластические деформации

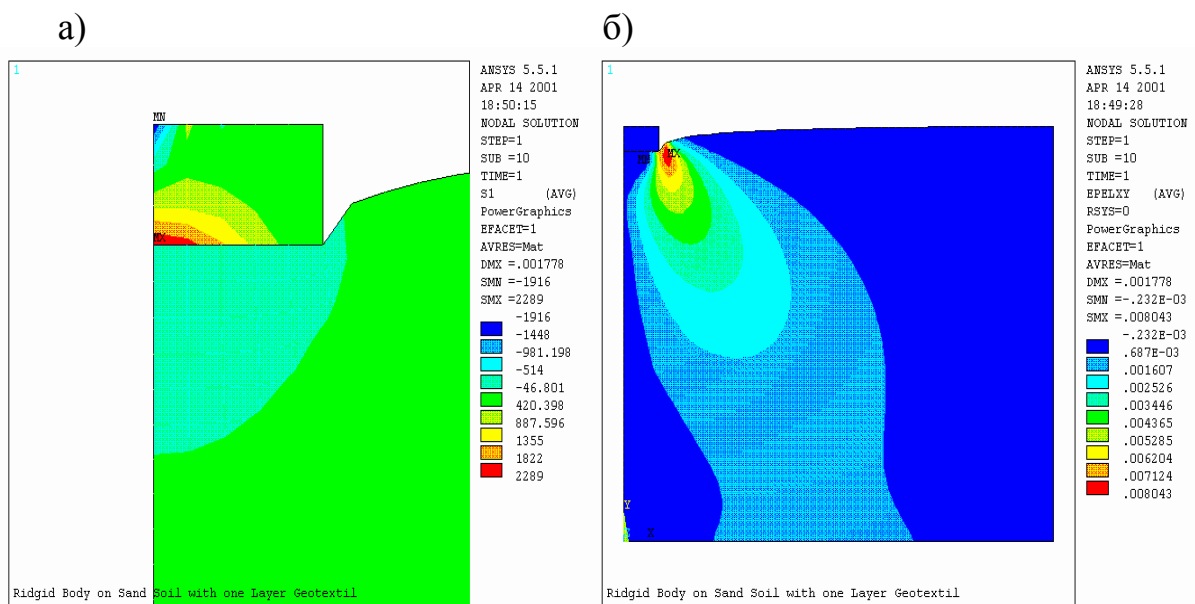


Рис. 5.16. Наибольшее главное напряжение (а) и сдвиговые деформации (б)

Оценим, как влияет введение армирующего материала непосредственно под штампом (рис. 5.3 в). Арматура введена на глубине 1 см и выходит за край фундамента, также на 1 см. Результаты расчета приведены на рис. 5.17–5.18.

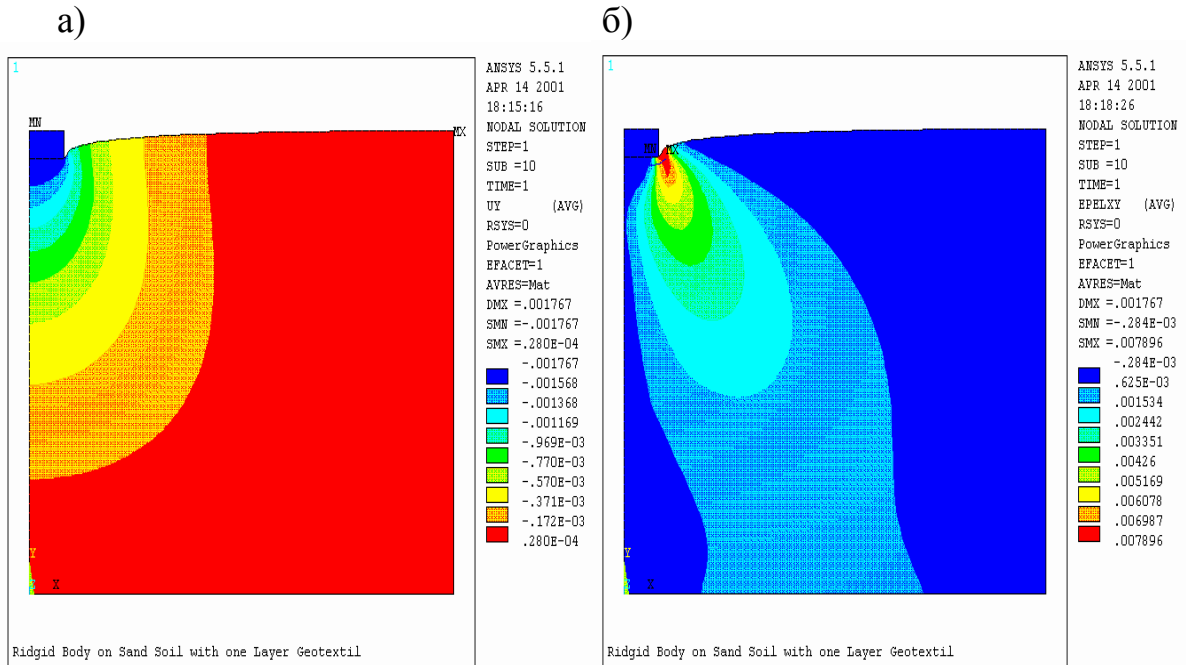


Рис. 5.17. Вертикальные перемещения и упругая сдвиговая деформация при нагрузке 300 кПа

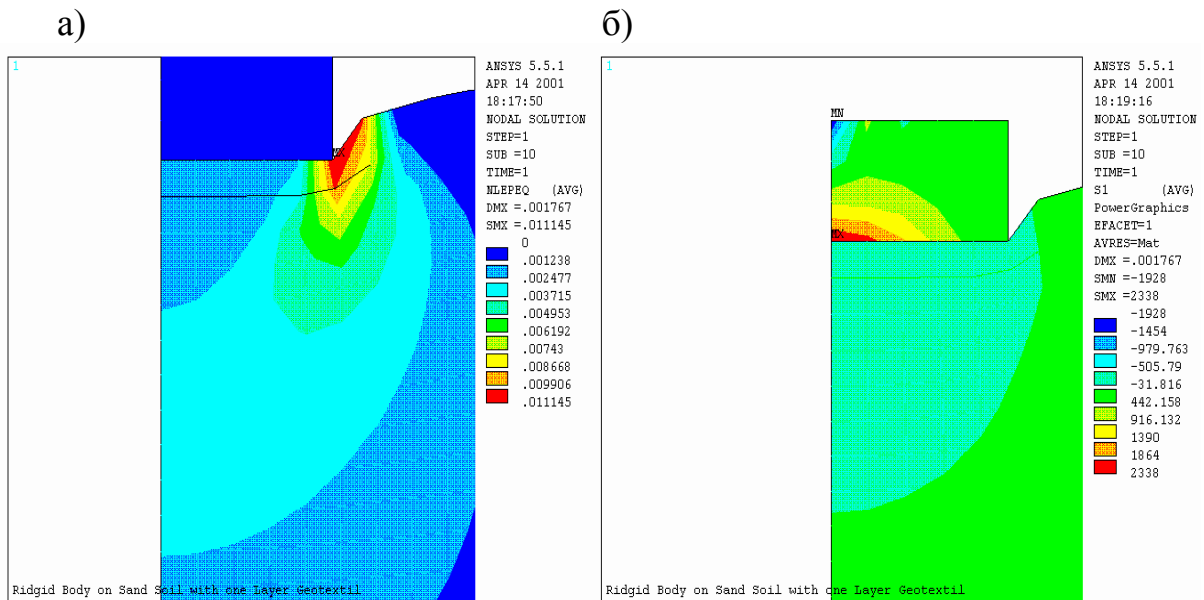


Рис. 5.18. Пластическая деформация (а) и наибольшее главное напряжение (б) при нагрузке 300 кПа

Осадка штампа практически не изменилась, разница только в 5 знаке.

Сдвиговая деформация γ_{xy} уменьшились также незначительно.

В отличие от гибкого фундамента (см. рис. 5.13 а), наибольшее удлинение арматуры наблюдается на конце стержня (рис. 5.19 а), и минимум на оси симметрии штампа. По рис. 5.20 а, б видно, как арматура изгибается по мере осадки штампа.

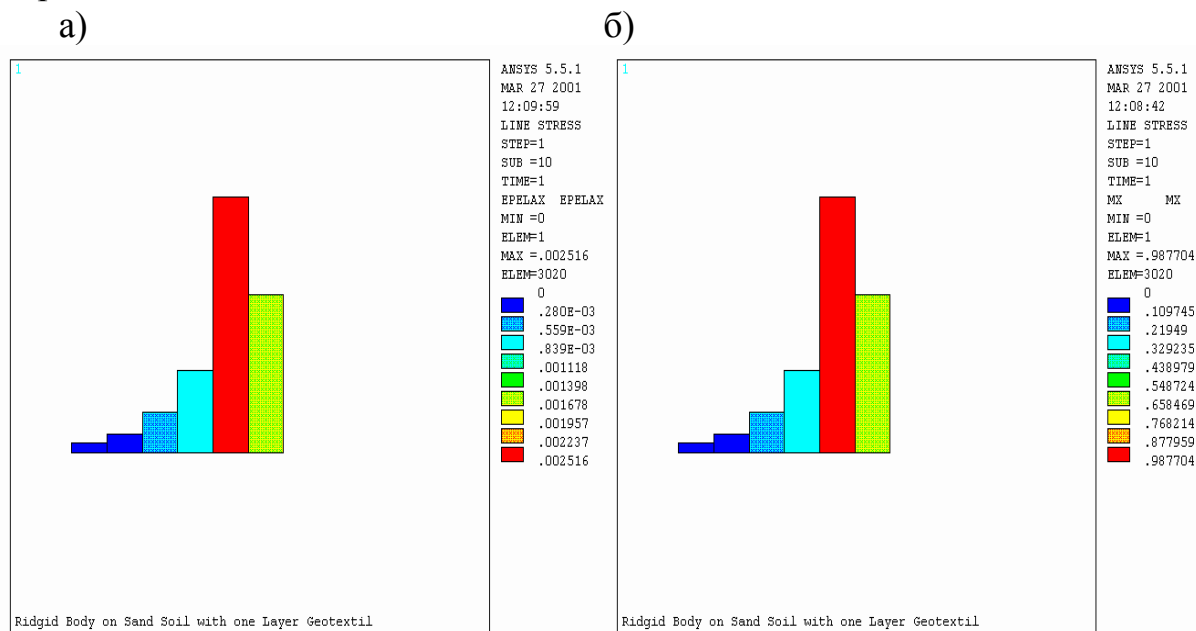


Рис. 5.19. Осевая деформация и изгибающий момент M_x в арматуре при нагрузке 300 кПа

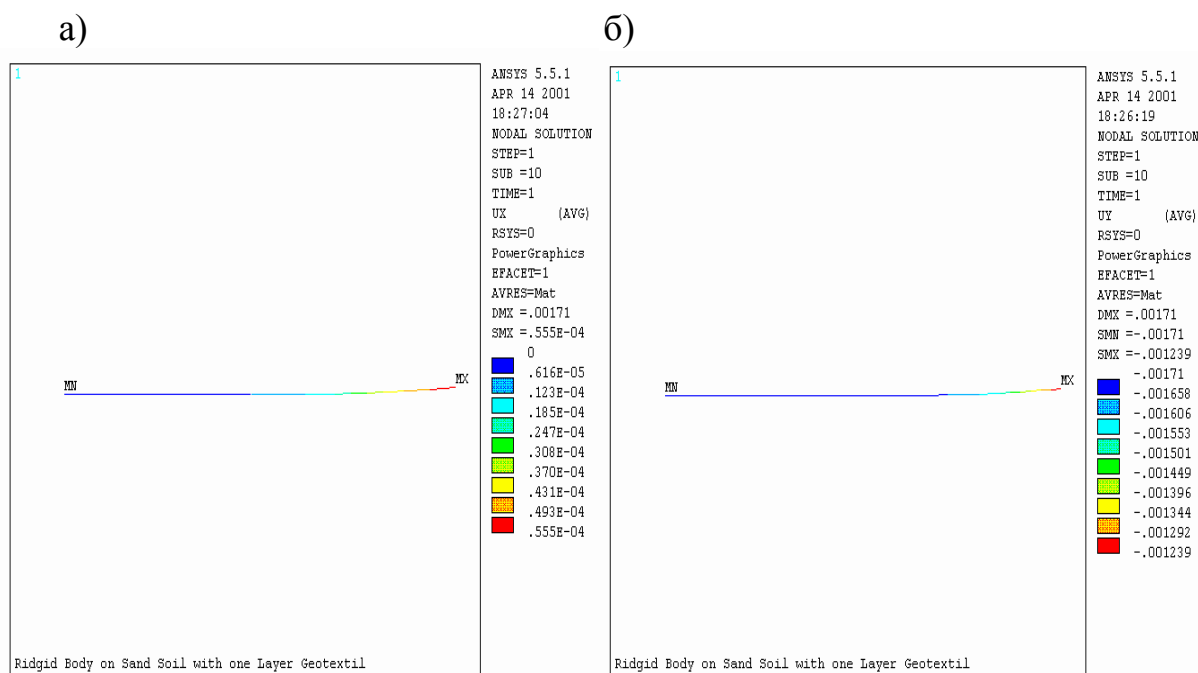


Рис. 5.20. Удлинение в горизонтальном направлении и вертикальное перемещение арматуры при нагрузке 300 кПа

Выполненные расчеты показывают, что в отличие от гибких фундаментов, введение арматуры в основание жестких фундаментов практически не приводит к изменению напряженно-деформированного состояния основания. Интенсивность деформаций сдвига не уменьшается существенным образом. Ожидаемого изменения направления сдвиговых и пластических деформаций не наблюдается. Можно представить, что надо было увеличить длину участка стержня вне штампа. Подобная расчетная схема приведена на рис. 5.3 г. Дополнительно к одному ряду арматуры введен второй слой, который частично находится в пределах подошвы штампа и выходит за его пределы на величину $0,3b$. Результаты расчета приведены на рис. 5.21–5.23.

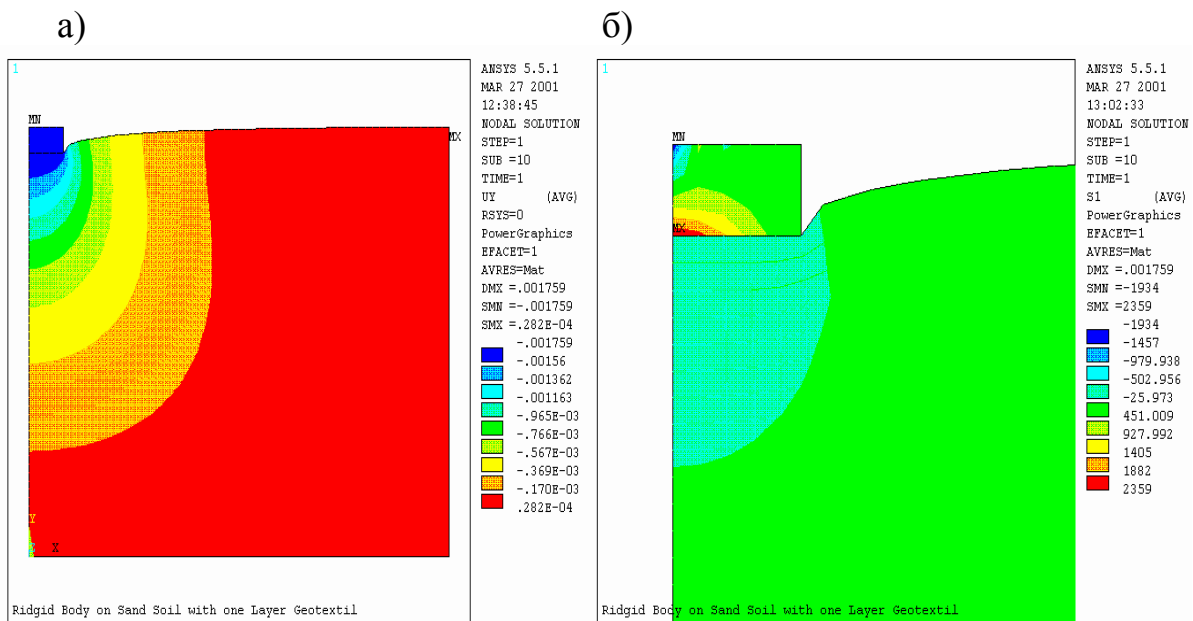


Рис. 5.21. Вертикальные перемещения и наибольшее главное напряжение при нагрузке 300 кПа

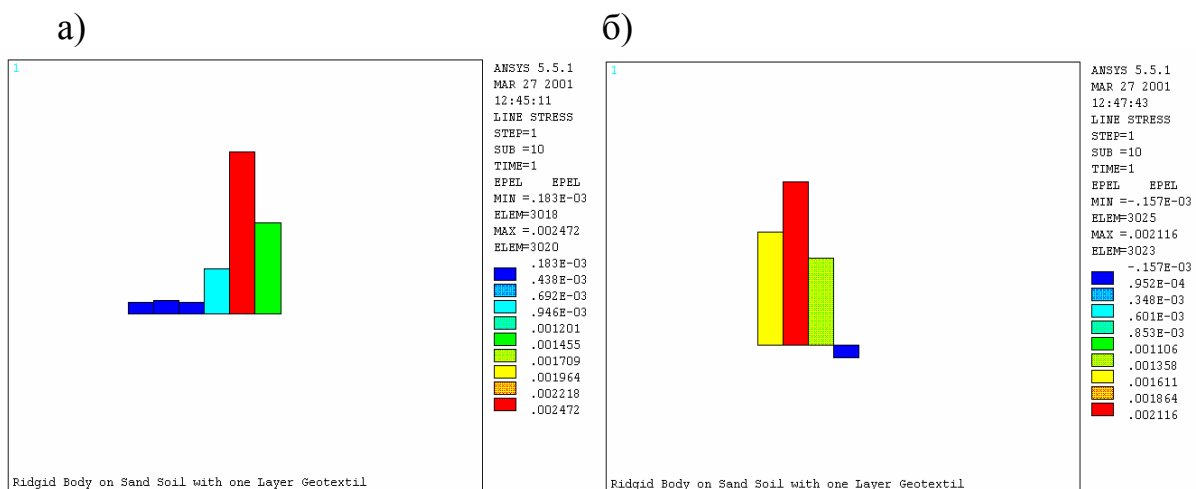


Рис. 5.22. Осевая деформация в арматуре первого (а) и второго (б) слоя

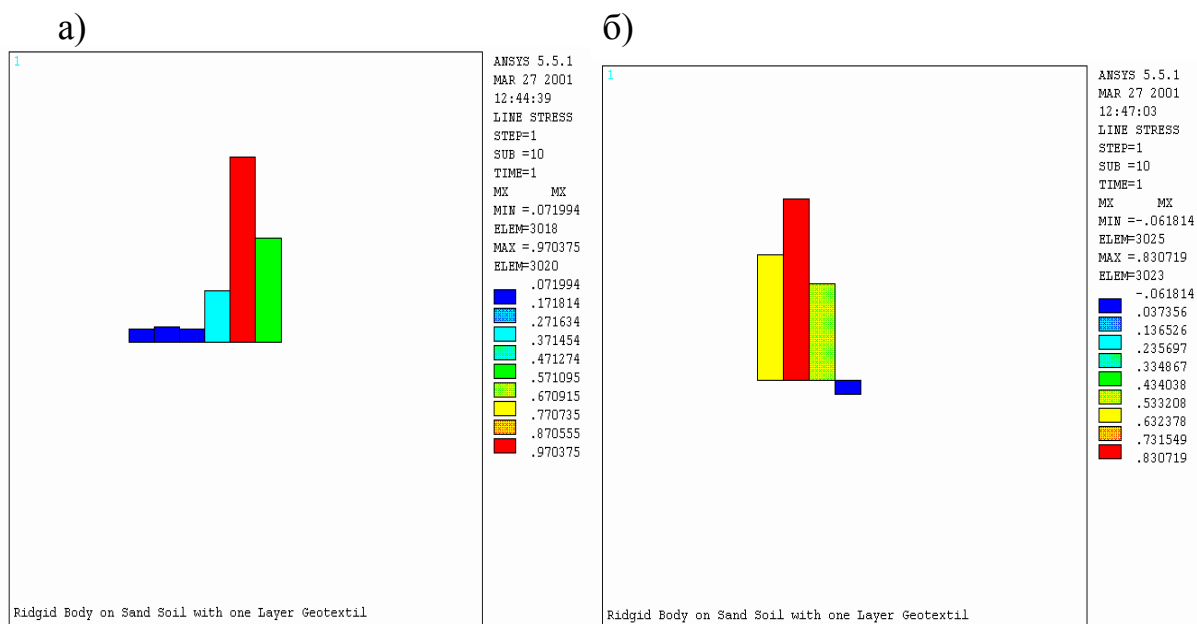


Рис. 5.23. Изгибающий момент M_x в арматуре первого (а) и второго (б) слоя

Анализируя результаты, представленные на рис. 5.15–5.18, 5.21 можно сделать вывод о тенденции, которая прослеживается по мере введения арматуры в основание. Это уменьшение осадки штампа и возрастание напряжений в штампе. Наибольшее главное напряжение возрастает с 2289 кПа до 2359 кПа (см. рис. 5.16 и рис. 5.21). Осадка незначительно, но уменьшается с 0,000177 м до 0,00175 м. Подобное явление можно объяснить возрастанием жесткости основания за счет его армирования.

Из рис. 5.22, 5.23 видно, как изменяется осевая деформация и изгибающий момент в зависимости от расположения арматуры в массиве песчаного грунта. Осевая деформация растяжения максимальна в первом стержне. Здесь же и изгибающий момент имеет максимальное значение.

В рассмотренных случаях арматура закладывалась под подошвой фундамента (первый слой) и на крае фундамента (второй слой). Расчеты показывают, что арматура воспринимает сдвигающие усилия, возникающие в грунте и как бы «притормаживает» их развитие. Деформации сдвига развиваются от углов фундамента по направлению в сторону от фундамента и вглубь основания. Поэтому, напрашивается вывод о том, что целесообразнее ввести арматуру именно в этих местах исключив ее из под подошвы фундамента. Подобная расчетная схема приведена на рис. 5.3 д. Результаты расчета изображены на рис. 5.24–5.26.

Для сравнения результатов опытов с расчетом нами были выполнены численные расчеты модельных опытов с гибким фундаментом, результаты которых описаны ранее в главе 4.

Аппроксимация грунтов основания выполнена с использованием конечных элементов SOLID45, а модели гибкого фундамента – конечными

элементами SHELL63. Как видно из рис. 4.13 (глава 4) расчетные значения изгибающего момента M_x получились более экспериментальных. Подобное различие можно объяснить тем, что численное решение получено в упругой постановке, а в эксперименте наблюдалось развитие пластических деформаций.

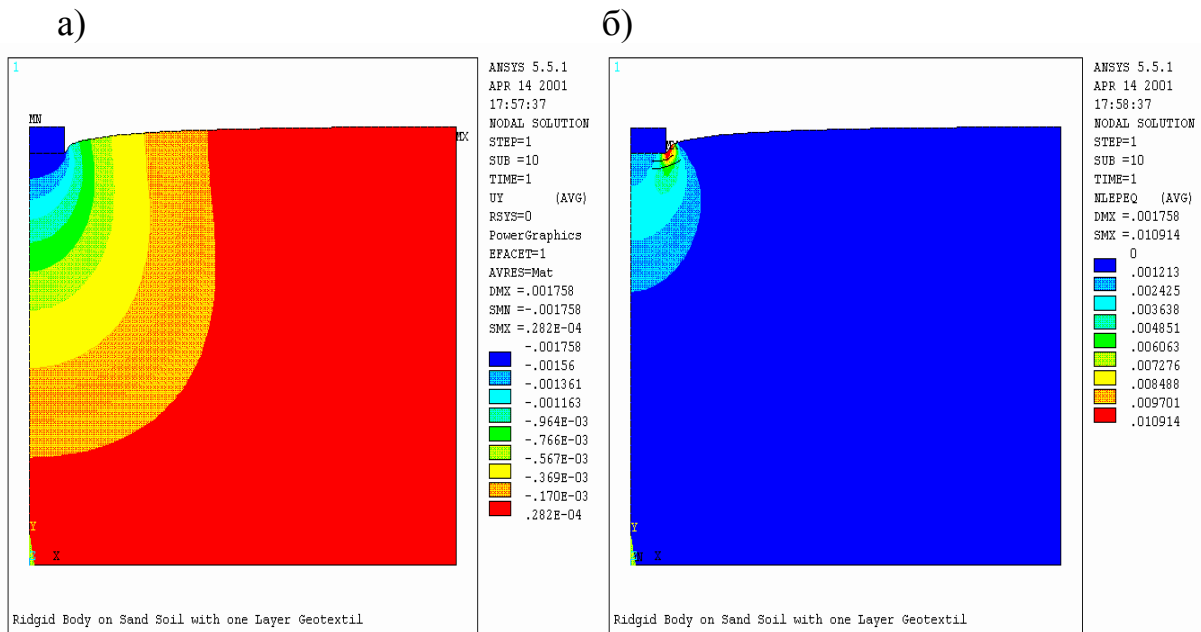


Рис. 5.24. Вертикальные перемещения (а) и пластическая деформация (б) песчаного основания при нагрузке 300 кПа

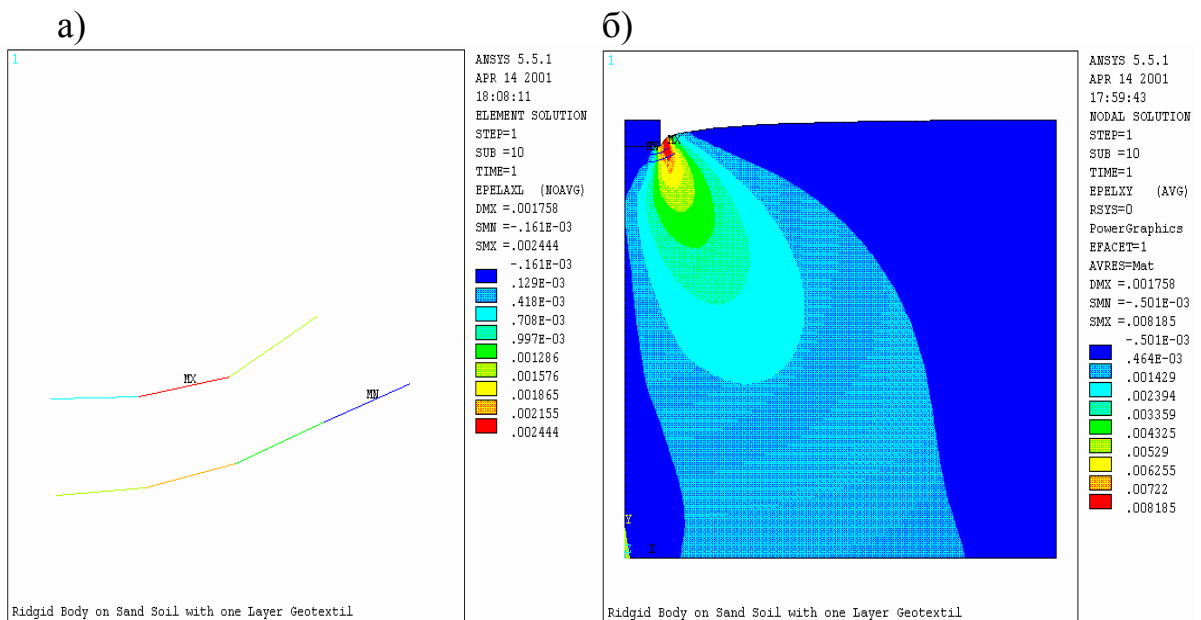


Рис. 5.25. Осевая деформация арматуры первого и второго слоя (а) и упругая сдвиговая деформация (б)

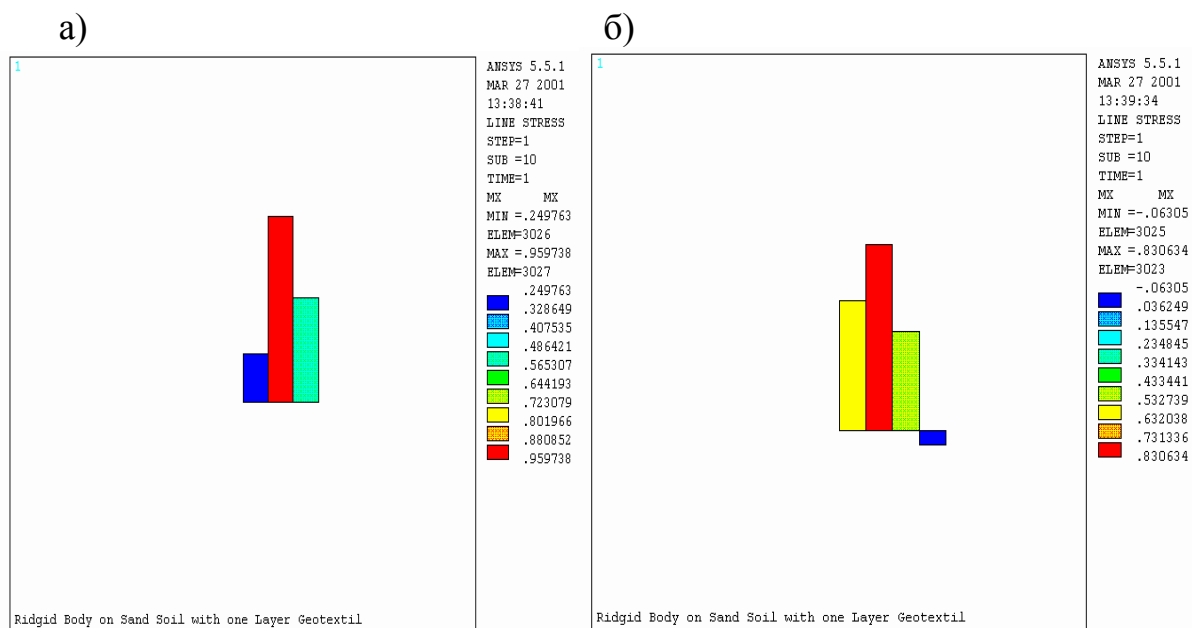


Рис. 5.26. Изгибающий момент M_x в арматуре первого (а) и второго (б) слоя

Основные выводы по главе 5

1. При упругой работе грунта в стадии уплотнения имеет место прогиб фундамента. По мере роста пластических деформаций фундамента меняет свою кривизну вследствие развития деформации сдвига под его краями. Дальнейшее развитие деформаций сдвига в основании приводит к уменьшению внутренних усилий на краю фундамента и их возрастанию к центру конструкции фундамента.

2. Увеличение степени армирования песчаного грунта под краями гибкого фундамента приводит к уменьшению неравномерности деформаций всего фундамента.

3. Осадка гибкого фундамента может быть уменьшена за счет введения только под его краем армирующих элементов.

4. Прогиб фундамента может быть уменьшен за счет усиления грунтов основания под фундаментом путем введения армирующих элементов в соответствующих местах под подошвой фундамента.

5. Внутренние усилия в фундаменте зависят от жесткости основания.

6. В отличие от гибких фундамента, введение арматуры в основание жестких фундамента практически не приводит к изменению напряженно-деформированного состояния основания.

7. Сравнение расчетных и экспериментальных значений изгибающих моментов в модели фундамента на естественном основании показывает качественно похожий характер их развития. Количественные различия можно объяснить тем, что численное решение получено в упругой постановке, а в эксперименте наблюдалось развитие пластических деформаций.

6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА ЖИЛОГО ДОМА МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММ SCAD И ANSYS

В июле 2004 года Пензенская строительная компания приступила к строительству 15-ти этажного жилого дома по ул. Зои Космодемьянской в городе Пензе. Здание конструктивно выполнено с несущими продольными и поперечными стенами из кирпича и сборными железобетонными плитами перекрытия и покрытия. В данном разделе приведены результаты расчета и конструирования фундаментной плиты с использованием различных расчетных схем деформации грунтового основания.

6.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

В результате инженерно-геологических изысканий, выполненных в 2004 г. Пензенским ТИСИЗ на площадке строительства выделено 6 инженерно-геологических элементов (рис. 6.1, табл. 6.1).

Т а б л и ц а 6 . 1

Физико-механические свойства грунтов

Наименование грунта	Характеристики грунта				
	Удельный вес, кН/м ³	Модуль деформации, МПа	Угол внутр. трения, град	Удельн. сцепление, кПа	Показ. текучести
Почвенный слой, глинистый (ИГЭ-1)	15,00				
Глина элювиальная, тугопластная (ИГЭ-2)	16,50	5,5	18	37,0	0,27
Глина элювиальная полутвердая (ИГЭ-3)	16,40	16,0	18	44,0	0,22
Глина элювиальная полутвердая, с прослойками мергеля (ИГЭ-4)	15,70	26,0	19	44,0	0,16
Глина элювиальная полутвердая, трещиноватая (ИГЭ-5)	17,20	18,0	20	45,0	0,21
Глина коренная полутвердая (ИГЭ-6)	17,30	26,0	20	55,0	0,12

Инженерно-геологический разрез по линии I-I'
 Масштаб вертикальный 1:100
 горизонтальный 1:500
 Скв1684 сз-1 Скв1685 сз-3

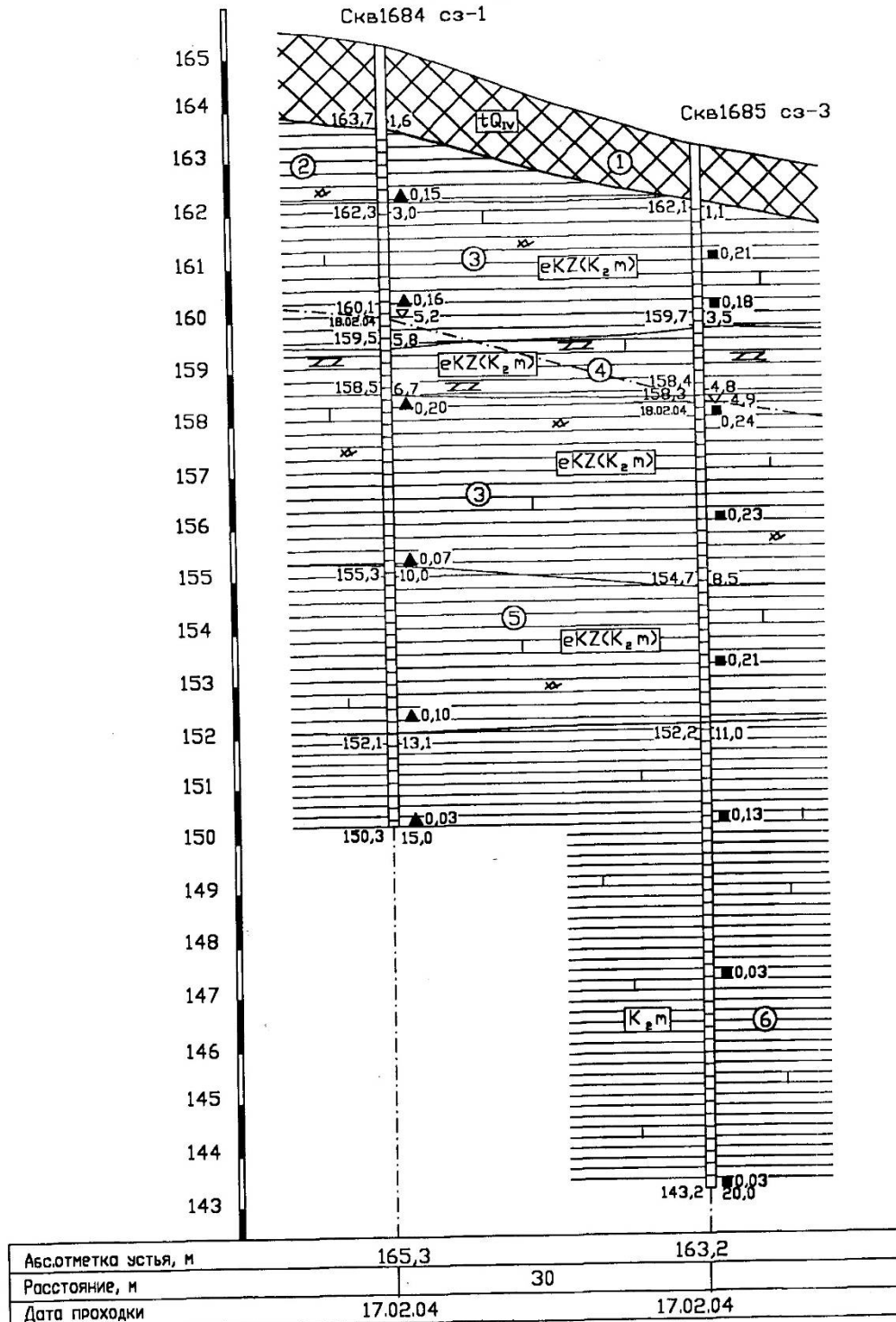


Рис. 6.1. Инженерно-геологический разрез строительной площадки

Насыпные грунты (ИГЭ-1) и глина элювиальная тугопластичная (ИГЭ-2) прорезаются конструкцией фундамента, а его подошва закладывается на отметке 160,85 в слое глин элювиальных полутвердых (ИГЭ-3).

Модуль деформации глины ИГЭ-2 определен по результатам лабораторных компрессионных испытаний в интервале 0,1–0,2 МПа с переход-

ным коэффициентом $m = 3,1$, определенный по результатам сопоставлений полевых штамповых испытаний с лабораторными компрессионными.

Для ИГЭ-3,4,5,6 модуль деформации рассчитан с переходным коэффициентом $m = 4,6$.

Грунтовые воды находятся на отметке 158,4–160,1 м. По степени агрессивности грунтовые воды неагрессивны к бетонам всех марок по водопроницаемости.

Анализ инженерно-геологических условий показывает, что у поверхности залегают глинистые грунты, которые имеют хорошие деформационные и прочностные свойства (табл. 6.1, рис. 6.1).

Вследствие того, что конструктивно здание несимметрично относительно продольной и поперечной осей и имеет различную этажность (3 -15 этажей), было принято решение о фундаментах в виде сплошной железобетонной плиты без устройства деформационных швов в местах сопряжения различных секций здания.

6.2. Нагрузки на фундамент

Т а б л и ц а 6.2

Постоянная нагрузка на покрытие и перекрытие

№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативное значение т/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение т/м ²
1	2	3	4	5
<i>А. От конструкции кровли</i>				
1	1 слой флизолола «В»	0,005	1,3	0,0065
2	3 слоя флизолола «Н»	0,015	1,3	0,0195
3	Стяжка из ц/п раствора $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^2$ толщиной 20 мм	0,036	1,3	0,0468
4	Плиты из ячеистого бетона $\gamma = 0,6 \text{ т/м}^2$ толщиной 120 мм	0,072	1,3	0,0936
5	Жесткая минераловатная плита $\gamma = 0,175 \text{ т/м}^2$ толщиной 120 мм	0,021	1,3	0,0273
6	Керамзитовый гравий по уклону $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$ толщиной 30–150 мм	$0,6 \cdot 0,09 = 0,054$	1,3	0,0702
7	1 слой флизолола «Н»	0,005	1,3	0,0065
8	Затирка из ц/п раствора $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^2$ толщиной 10 мм	0,018	1,3	0,0234
9	Сборная ж/б пустотная плита $d_{\text{ред}} = 0,12 \text{ м}$, $\gamma = 2,5 \text{ т/м}^2$ толщиной 120 мм	$0,12 \cdot 2,5 = 0,3$	1,1	0,33
	ИТОГО:	0,526		0,624

Продолжение табл. 6.2

1	2	3	4	5
<i>Б. От конструкции чердачного перекрытия</i>				
1	Стяжка из ц/п раствора $\gamma=1,8 \text{ т/м}^2$ толщиной 30 мм	0,054	1,3	0,0702
2	Плиты из ячеистого бетона $\gamma=0,6 \text{ т/м}^2$ толщиной 120 мм	0,072	1,3	0,0936
3	1 слой флиззола «Н»	0,005	1,3	0,0065
4	Затирка из ц/п раствора $\gamma=1,8 \text{ т/м}^2$ толщиной 10 мм	0,018	1,3	0,0234
5	Сборная ж/б пустотная плита $d_{\text{ред}}=0,12\text{м}$, $\gamma=2,5 \text{ т/м}^2$	$0,12 \cdot 2,5=0,3$	1,1	0,33
ИТОГО:		0,443		0,524
<p>Принимаем: расчетную нагрузку от конструкции кровли – $0,624 \text{ т/м}^2$; расчетную нагрузку от конструкции чердачного перекрытия – $0,524 \text{ т/м}^2$</p>				
<i>В. От конструкции полов</i>				
• В жилых комнатах				
1	Линолеум	0,05	1,3	0,065
2	Мастика клеящая			
3	Стяжка из легкого бетона В7,5 $\gamma = 1,2 \text{ т/м}^2$ толщиной 50 мм	$12 \cdot 0,05$	1,3	0,78
4	Звукоизоляция керамзитовый гравий $\gamma = 0,6 \text{ т/м}^2$ толщиной 70 мм	$6 \cdot 0,07$	1,3	0,546
ИТОГО:		1,07		1,391
• В санитарно-технических кабинках				
1	Плитки мозаичные $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^2$ толщиной 10 мм	$1,8 \cdot 0,01$	1,2	0,0216
2	Цементно-песчаный раствор $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^2$ М200 толщиной 15 мм	$1,8 \cdot 0,015$	1,2	0,0324
3	Цементно-песчаный раствор $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^2$ М150 толщиной 40 мм	$1,8 \cdot 0,04$	1,2	0,0864
4	Слой рубероида	0,003	1,3	0,0039
5	Гравий керамзитовый $\gamma = 0,6 \text{ т/м}^2$ толщиной 50 мм	$0,6 \cdot 0,05$	1,3	0,039
ИТОГО:		1,2		1,833
• Лестничные площадки, лифтовый холл, между квартирными коридор, балконы, лоджии				
1	Плитки керамические	0,005	1,3	0,0065
2	Слой цементно-песчаного раствора $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^2$ М200 толщиной 20 мм	$1,8 \cdot 0,02$	1,2	0,0432
ИТОГО:		0,41		0,497

Окончание табл. 6.2

1	2	3	4	5
<i>Г. От конструкции перегородок</i>				
• Перегородки				
	Перегородки	0,1	1,2	0,12
	ИТОГО:	0,1		0,12
Принимаем: нагрузку от пола по квартирам – 2 кН/м ² ; нагрузку от пола по лестничным площадкам, лифтовым холлам, балконам, лоджиям – 0,5 кН/м ² .				

Т а б л и ц а 6.3

Временная нагрузка на покрытие и перекрытие

Наименование нагрузки	Нормативные значения нагрузок p , кПа (кгс/м ²)	
	полное	пониженное
1. Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5 (150)	0,3 (30)
8. Чердачные помещения	0,7 (70)	–
10. Балконы (лоджии) с учетом нагрузки:		
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4,0 (400)	1,4 (140)
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой неблагоприятнее, чем определяемое по поз. 10, а	2,0 (200)	0,7 (70)
12. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1, 2 и 3	3,0 (300)	1,0 (100)

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок следует принимать:

1,3 – при полном нормативном значении менее 2,0 кПа (200 кгс/м²);

1,2 – при полном нормативном значении 2,0 кПа (200 кгс/м²) и более.

Расчетную нагрузку на перекрытие в жилых помещениях $1,5 \cdot 1,3 = 1,95$ кН/м². Принимаем – 2 кН/м²

Расчетная нагрузка на чердачное перекрытие $0,7 \cdot 1,3 = 0,91$ кН/м². Принимаем – 1 кН/м².

Расчетная нагрузка на лестницы, лестничные площадки, лифтовый холл $3 \cdot 1,2 = 3,6$ кН/м². Принимаем – 4 кН/м².

Расчетная нагрузка на балконы и лоджии $2 \cdot 1,3 = 2,6$ кН/м². Принимаем – 2,6 кН/м².

Расчетная нагрузка на покрытие (III снеговой район $S_0 = 1,28$ кН/м², $\mu = 1$ – для плоской кровли). Принимаем – $1 \cdot 1,28 \cdot 1,4 = 1,8$ кН/м².

На рис. 6.2. приведены расчетные значения нагрузок на фундаментную плиту.

6.3. Выбор расчетной схемы основания

Статический расчет фундаментной плиты выполнен с использованием трех расчетных схем основания.

1. Основание в виде линейно-деформируемого полупространства [60], с осредненными в пределах сжимаемого слоя H коэффициентом Пуассона грунта и модуля деформации грунтов основания $E_{гр}$ с корректирующим множителем m_E , равным:

$$m_E = \omega'_{cp} / \omega_{cp}, \quad (6.1)$$

где ω_{cp} – коэффициент, определяемый по табл. 13 [60] в зависимости от отношения сторон фундамента $n = l / b$ и толщины сжимаемого слоя основания к полуширине фундамента $m' = 2H / b$; ω'_{cp} – коэффициент, определяемый по табл. 13 для $m' = \infty$ в зависимости от отношения сторон фундамента $n = l / b$.

2. Основание (Винклера – Фусса), подчиняющееся гипотезе постоянного коэффициента постели [60], с коэффициентом постели, определяемым по формуле

$$C_1 = \frac{P}{S_{cp}}, \quad (6.2)$$

где P – среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента;
 S_{cp} – средняя осадка, определяемая по СНиП [65].

3. Основание в виде линейно-деформируемого полупространства без осреднения коэффициента постели по слоям грунта и модуля деформации без использования коэффициента m_E и приведения модуля деформации к среднему значению в пределах сжимаемой толщ.

6.4. Расчет с использованием гипотезы коэффициента постели

Статический расчет фундаментной плиты выполнен с использованием программы Structure CAD [146]. Значение коэффициента постели определено из расчета осадки с использованием выражения (6.2).

6.4.1. Расчет осадки

Исходные данные:

Количество слоев: 3

Номер слоя	Удельный вес (кН/м ³)	Модуль деформации (МПа)	Мощность слоя (м)	Удельный вес частиц (кН/м ³)	Коефф-нт пористости	Тип слоя
1	16.0	16.000	5.65	27.0	1.440	Глина
2	17.2	18.000	3.20	27.0	1.260	Глина
3	16.9	26.000	9.00	27.0	1.200	Глина

Количество фундаментов: 1

Номер рассчитываемого фундамента: 1

Нагрузка на фундамент 1: $N_{ii}+G_f = 221678.000$ (кН)

Номер фунда-та	Коорд-та X (м)	Коорд-та Y (м)	Ср. давление под подошвой (кПа)	Глубина заложения (м)	Длина фунда-та (м)	Ширина фунда-та (м)	Ориентация
1	0.000	0.000	222.197	0.000	42.060	23.720	вдоль оси X

Результаты расчета:

№ точки	z (м)	Глубина слоя (м)	Давление		Коефф-нт Альфа	Давление от фунда-та (кПа)	q (кПа)	Давление с учетом влияния		Осадка с учетом влияния	
			от грунта (кПа)	от фунда-та (кПа)				с учетом влияния (кПа)	с учетом влияния (мм)	Осадка без учета влияния (мм)	Осадка с учетом влияния (мм)
0	0.00	0.00	0.00	1.000	222.20	0.00	222.20	0.00	0.00	0.00	0.000
1	4.74	4.74	75.90	0.975	216.60	0.00	216.60	216.60	52.04	52.04	16.000
2	9.49	9.49	156.22	0.865	192.22	0.00	192.22	192.22	40.33	40.33	19.236
3	14.23	14.23	236.40	0.716	159.03	0.00	159.03	159.03	33.33	33.33	20.000
4	18.98	18.98	316.57	0.576	127.92	0.00	127.92	127.92	27.23	27.23	20.000
5	23.72	23.72	396.74	0.461	102.37	0.00	102.37	102.37	21.85	21.85	20.000
6	28.46	28.46	476.92	0.371	82.40	0.00	82.40	82.40	17.53	17.53	20.000

Общая осадка без учета влияния: $S = 192.305$ (мм)
 Общая осадка с учетом влияния: $S_{nf} = 192.305$ (мм)
 Сжимаемая толща грунта: $H_c = 28.464$ (м)
 !!!Внимание!!! Не хватило заданной мощности грунта!
 При расчете мощность последнего слоя принята равной 19.614 м.

6.4.2. Коэффициент постели

Wed Jul 21 13:47:49 2004 ФУНДАМЕНТ основная схема -----

НАГРУЗКИ НА ФУНДАМЕНТ В УЗЛАХ ОСНОВНОЙ СХЕМЫ				
	137	150	8612	9947
1 -				
Rz	6641.20	5158.62	6459.79	7233.40

Определяем полную расчетную вертикальную нагрузку на фундаментную плиту:

$$\sum R_z = 6641,2 + 5158,62 + 6459,79 + 7233,40 = 25493,01 \text{ т.}$$

Определяем полную нормативную нагрузку на фундаментную плиту

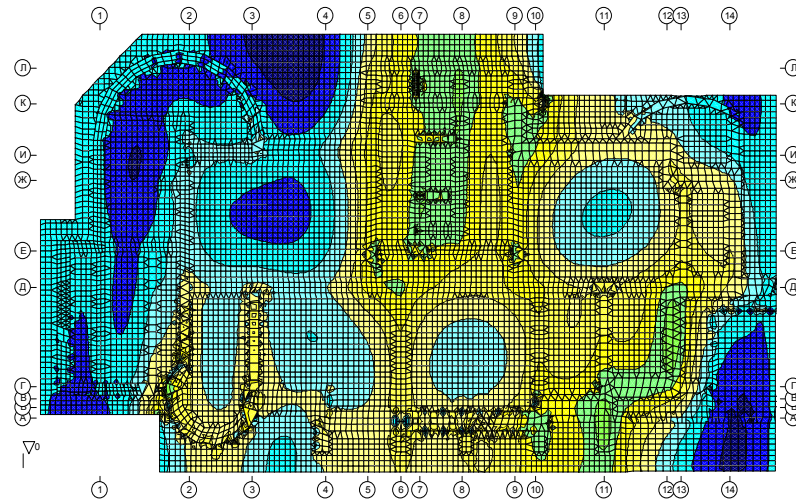
$$N_{II} = \frac{\sum R_z}{\gamma_{fm}} = \frac{25493,01}{1,15} = 22167,8 \text{ т.}$$

Для расчета плиты определяем коэффициент постели:

$$C_1 = \frac{P}{S_{cp}} = \frac{222,197}{0,192305} = 1155,44 \text{ кН/м}^3.$$

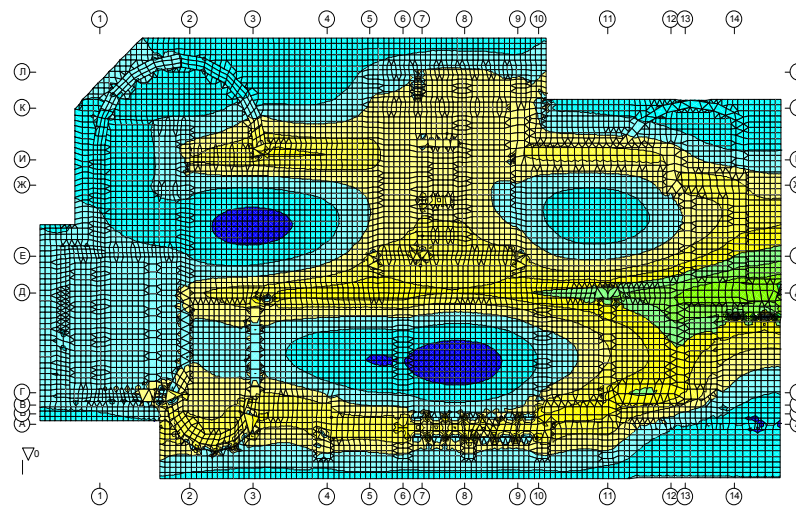
6.4.3. Результаты расчета

Результаты расчета приведены на рис. 6.2–6.7. Ось X – в направлении длинной стороны плиты, ось Y – в направлении короткой стороны плиты.



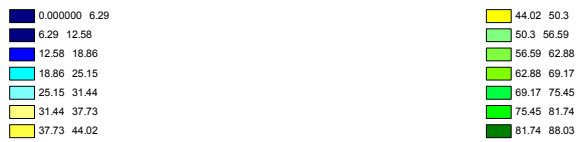
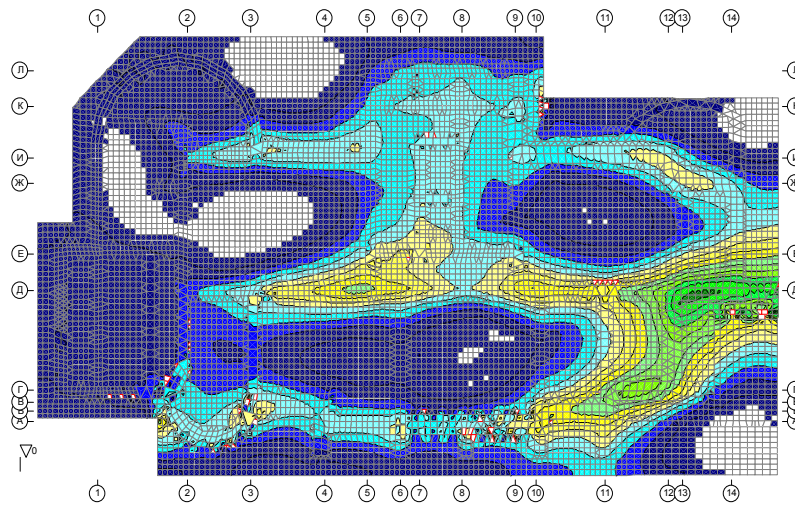
МХ Загружение 1 (Т*м/м)

Рис. 6.2. Изгибающий момент по оси X



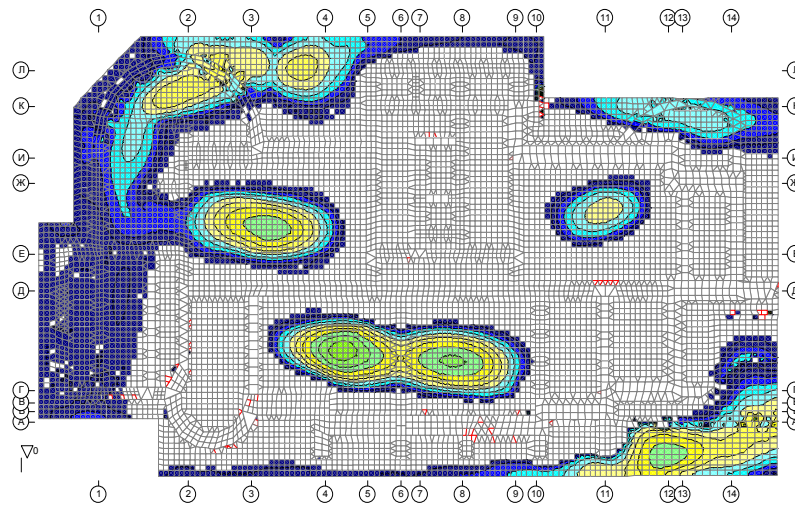
МY Загружение 1 (Т*м/м)

Рис. 6.3. Изгибающий момент по оси Y



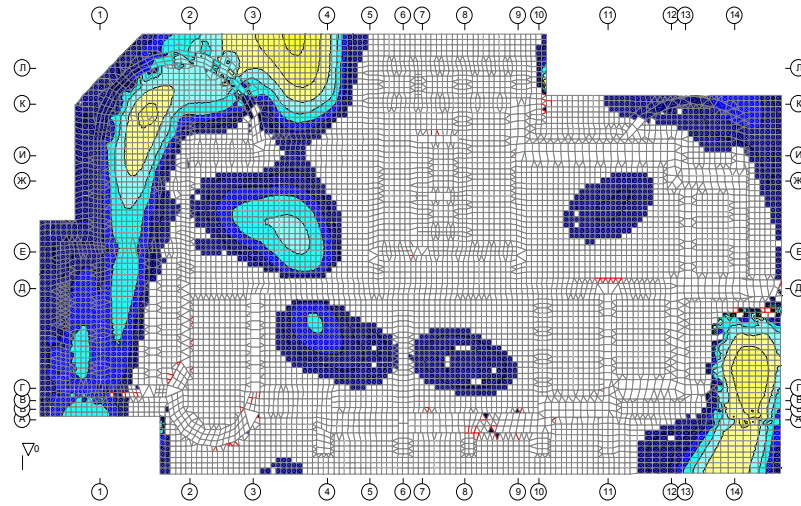
Арматура. AS3 Нижняя по Y (ст2/m)

Рис. 6.4. Арматура нижняя по оси Y



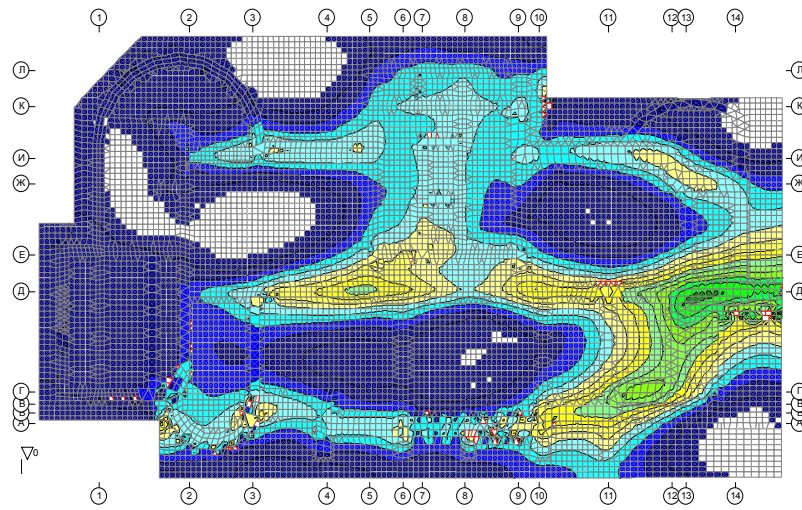
Арматура. AS4 Верхняя по Y (ст2/m)

Рис. 6.5. Арматура верхняя по оси Y



Арматура AS2 Верхняя по X (cm²/m)

Рис. 6.6. Арматура верхняя по оси X



Арматура AS3 Нижняя по Y (cm²/m)

Рис. 6.7. Арматура нижняя по оси X

6.5. Расчет фундаментной плиты с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства и приведенным модулем деформации

При расчете осадки методом элементарного послойного суммирования (см. раздел 4.1, п. 4.1 [60] и [65]) получена сжимаемая толща грунтового основания мощностью, $H_c = 28,464$ м.

Используя рис. 6 [60], при найденном значении H_c и отношении сторон фундамента $n = l/b = 42/24 = 1,75$ находим толщину сжимаемого слоя $H = 22,05$ м. Используя табл. 13 [60], определяем корректирующий множитель $m_E = 1,213/0,649 = 1,87$.

Модуль деформации грунтов основания $E_{пр}$, приведенный в пределах сжимаемой толщи H_c , находим из выражения

$$E_{пр} = \frac{\sum_1^n (k_i - k_{i-1})}{\sum_1^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}}, \quad (6.3)$$

где k_i – коэффициент, определяемый по [65].

Используя выражение (6.3), находим $E_{пр} = 22,0$ МПа.

Расчетное значение модуля деформации $E = E_{пр} m_E = 41,14$ МПа.

Расчет фундаментной плиты на «условно однородном» ($E = 41,14$ МПа) основании выполнен с использованием программы ANSYS [98].

Расчет основания и фундаментной плиты выполнен с использованием программы ANSYS методом конечных элементов. Аппроксимация грунтов основания выполнена с использованием конечных элементов SOLID45, а фундамента – конечными плитными элементами SHELL43. Выбранные конечные элементы допускают упругое и упруго-пластическое поведение грунта основания и бетона конструкции фундамента. В данной работе решение проведено по упругой схеме. Результаты расчетов приведены на рис. 6.8–6.16.

Осадка плиты по оси 1 равна 4,1 см, по оси 14 – 6,4 см. Максимальная осадка равна 11,0 см.

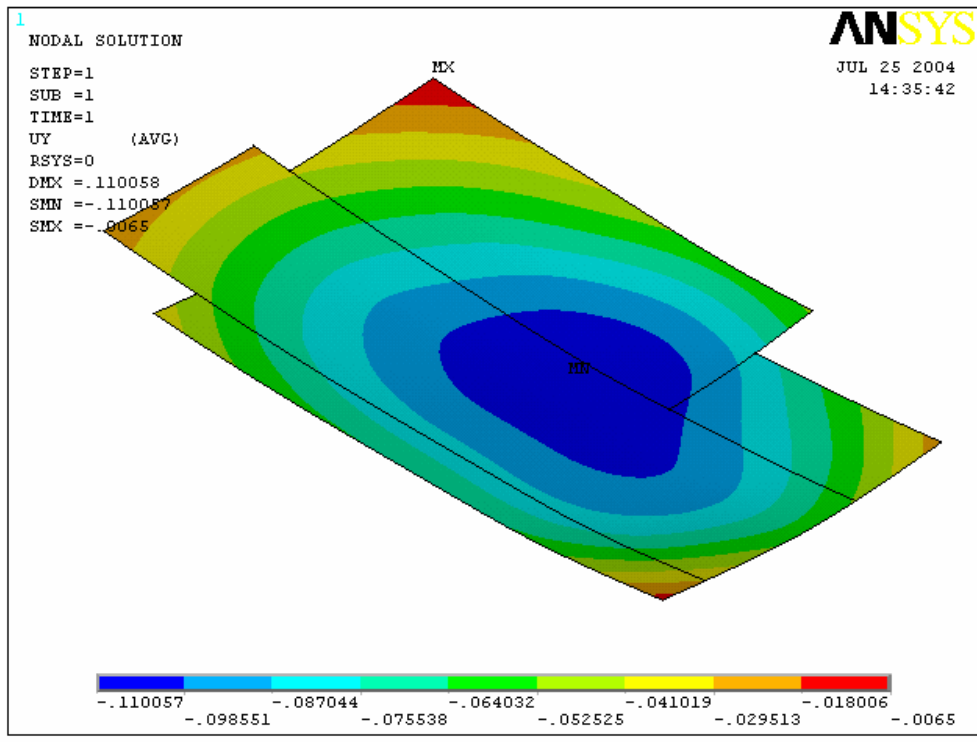


Рис. 6.8. Прогиб/осадка фундаментной плиты

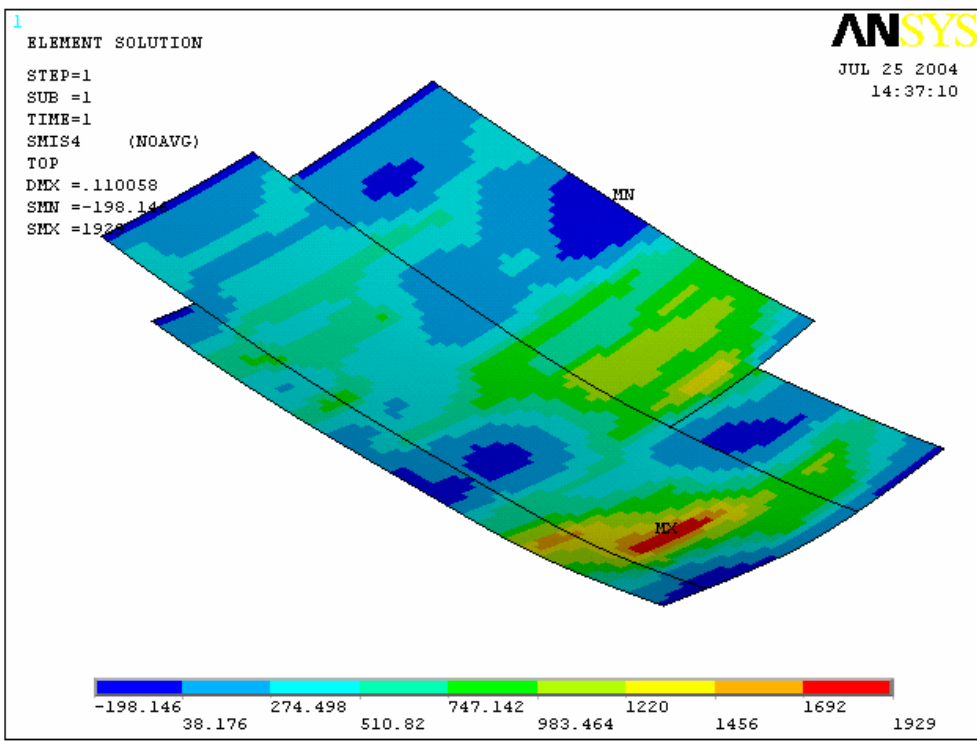


Рис. 6.9. Момент в направлении оси X

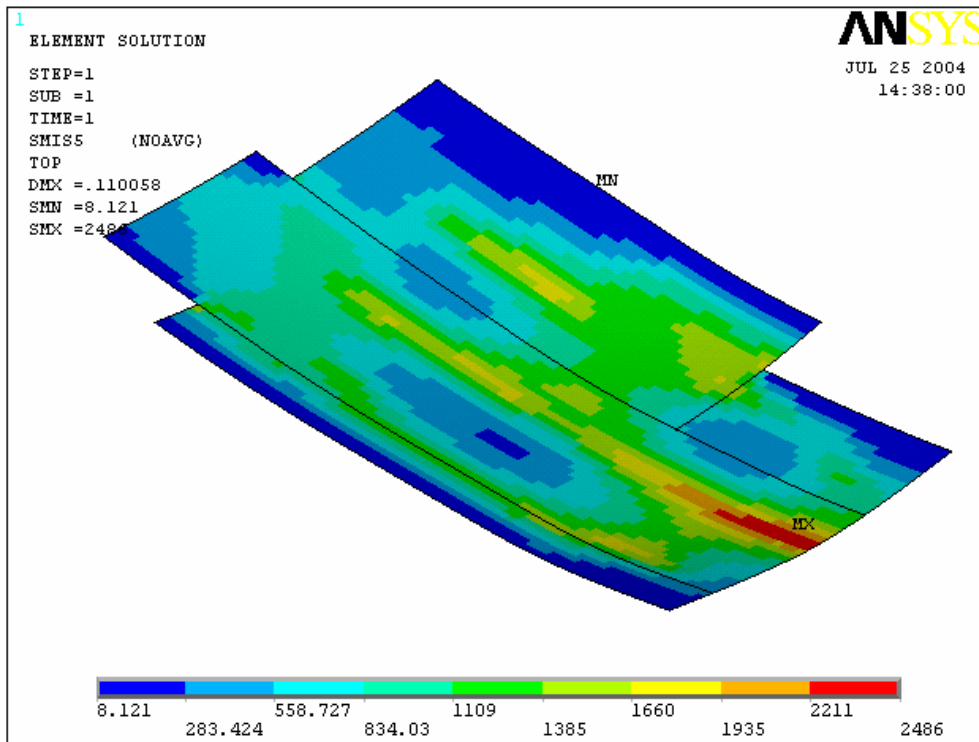


Рис. 6.10. Момент в направлении оси Y

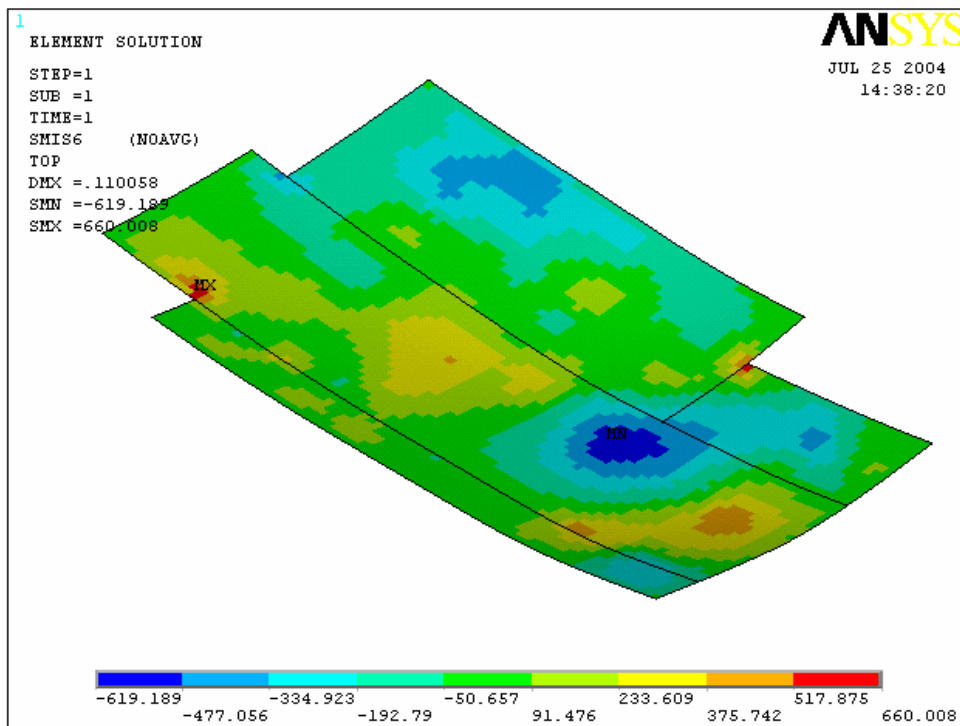


Рис. 6.11. Крутящий момент в направлении осей XY

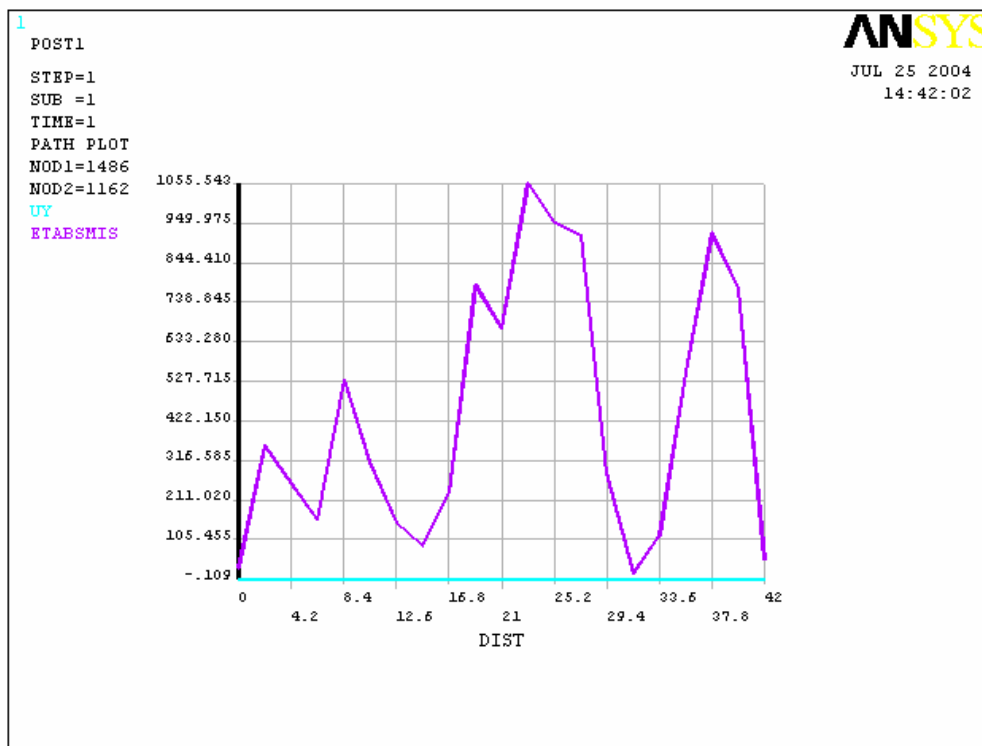


Рис. 6.12. Эпюра изгибающего момента M_x по оси E

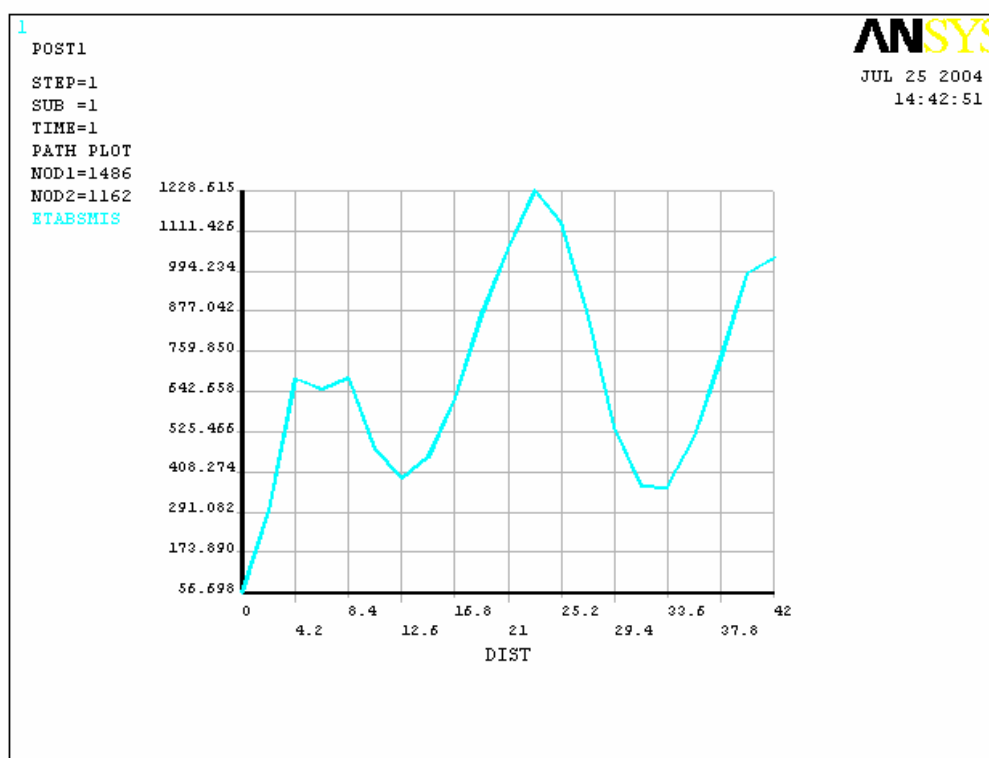


Рис. 6.13. Эпюра изгибающего момента M_y по оси E

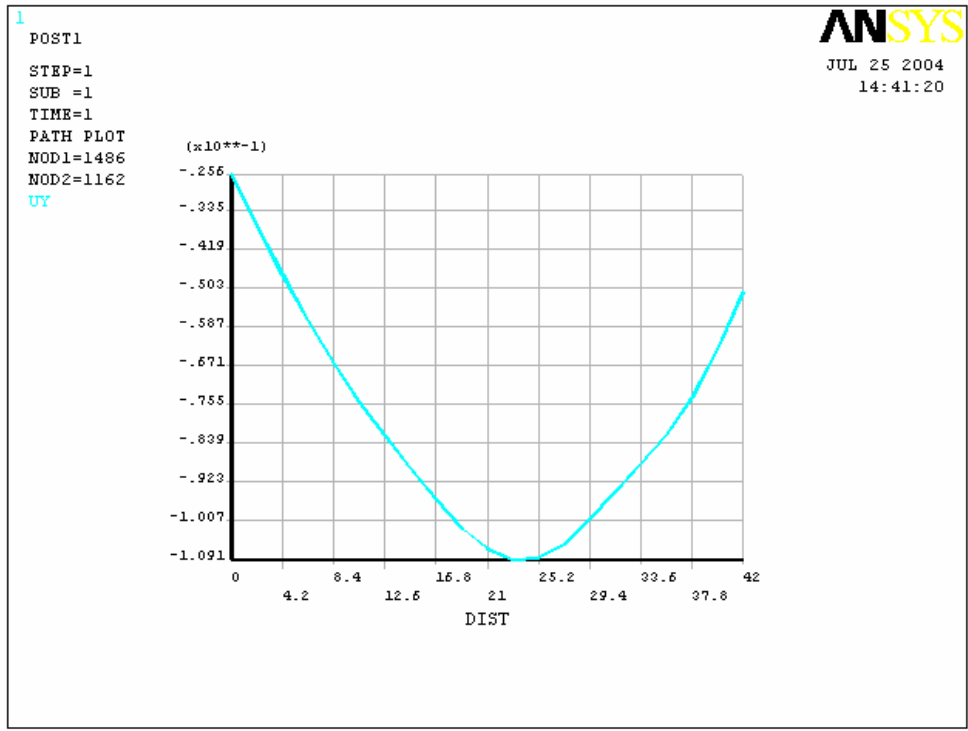


Рис. 6.14. График прогиба плиты по оси E

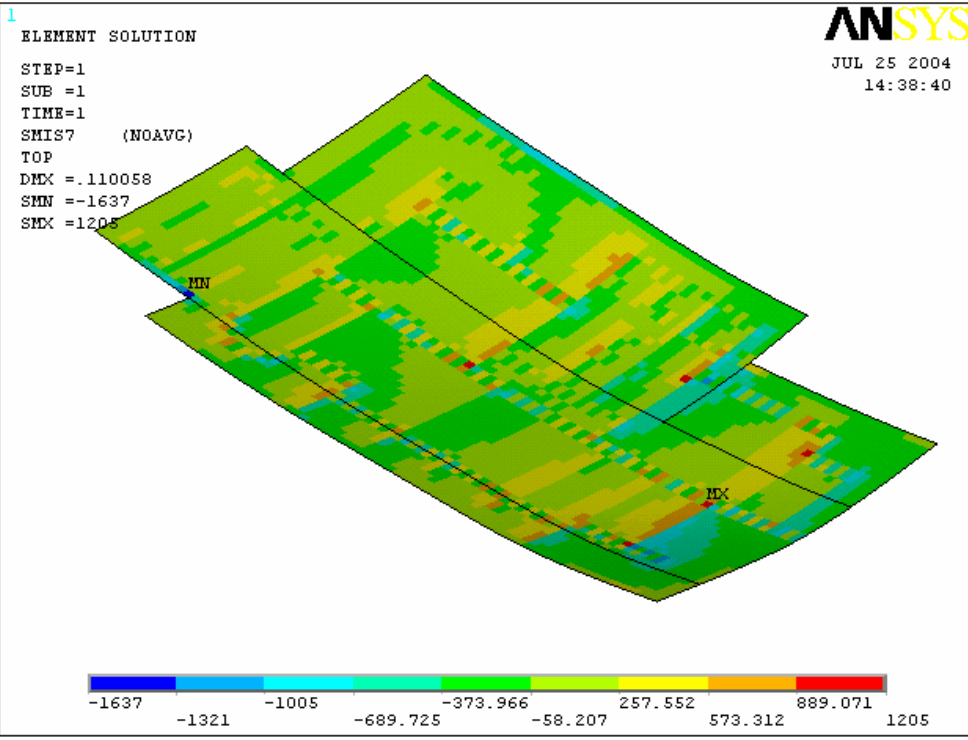


Рис. 6.15. Поперечная сила по оси X

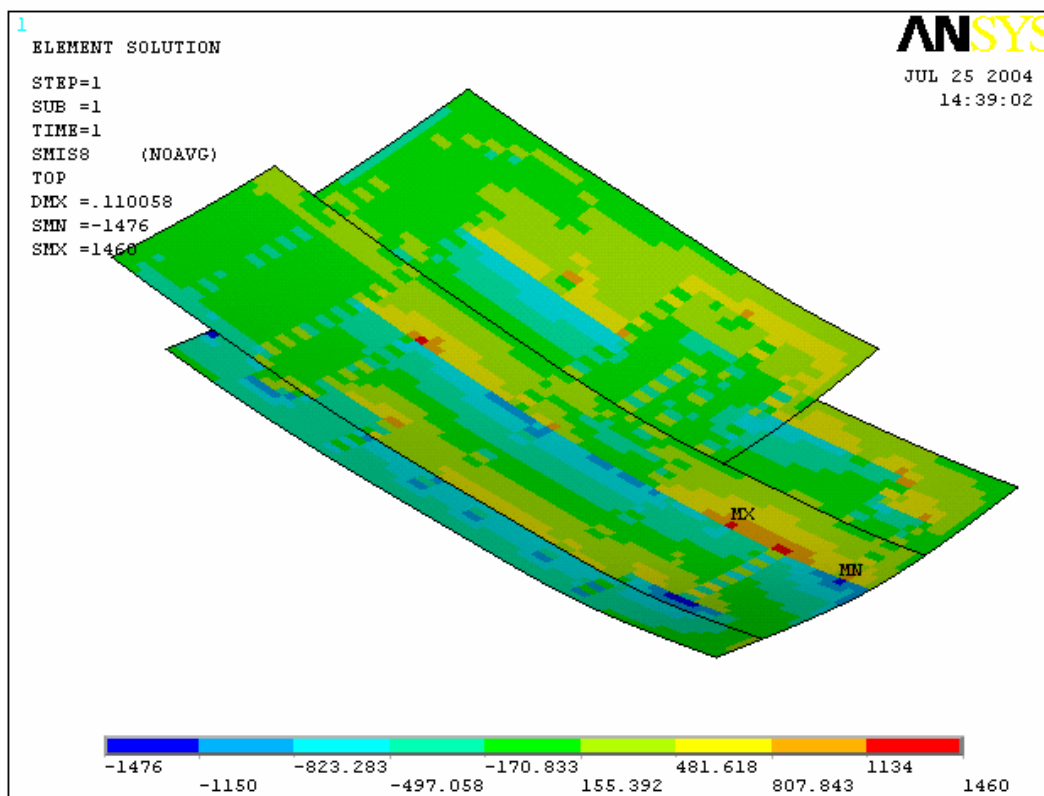


Рис. 6.16. Поперечная сила по оси Y

6.6. Расчет фундаментной плиты с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства на неоднородном грунтовом основании

Расчет выполнен с использованием программы ANSYS [98] и гипотезы линейно-деформируемого полупространства, но в отличие от предыдущего случая основание рассмотрено неоднородным, так как показано на рис. 6.1. Модули деформации слоев грунта приняты по табл. 6.1. Результаты расчетов приведены на рис. 6.17–6.22.

Осадка плиты по оси 1 равна 8,3 см, а по оси 14 – 12,9 см. Максимальная осадка равна 21,99 см. (см. также рис. 6.18).

Растяжение только в нижней части плиты. Значения моментов изменяются от 7,45 до 2497 кНм.

Деформации уплотнения находятся в пределах выбранной сжимаемой толщи основания.

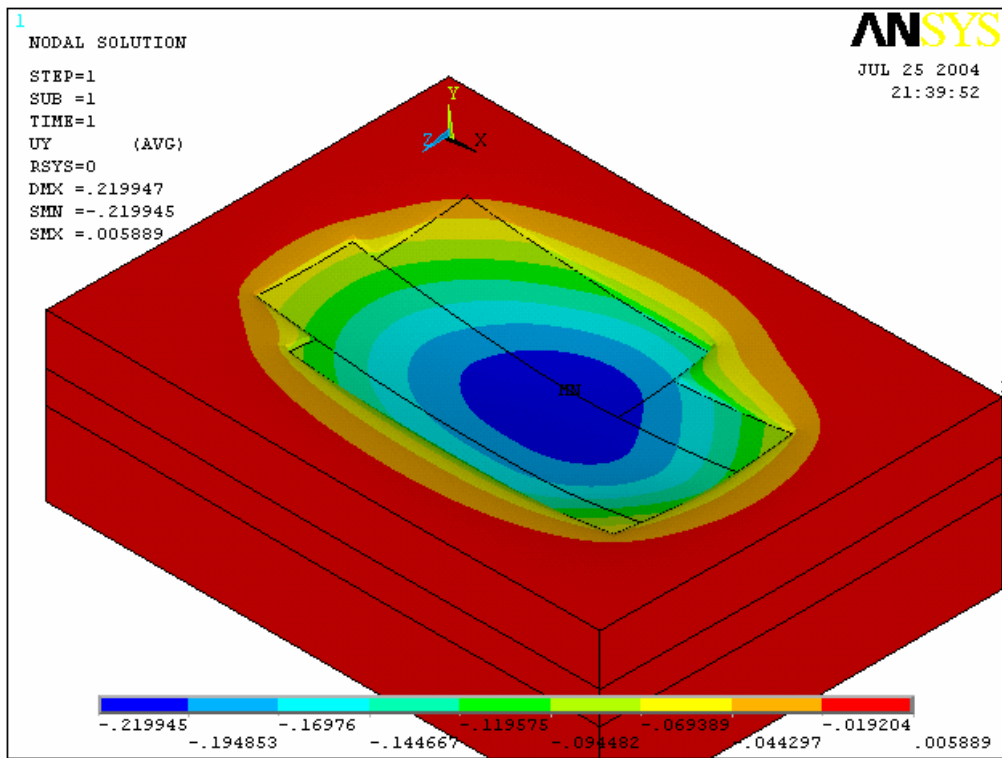


Рис. 6.17. Деформация плиты и массива основания

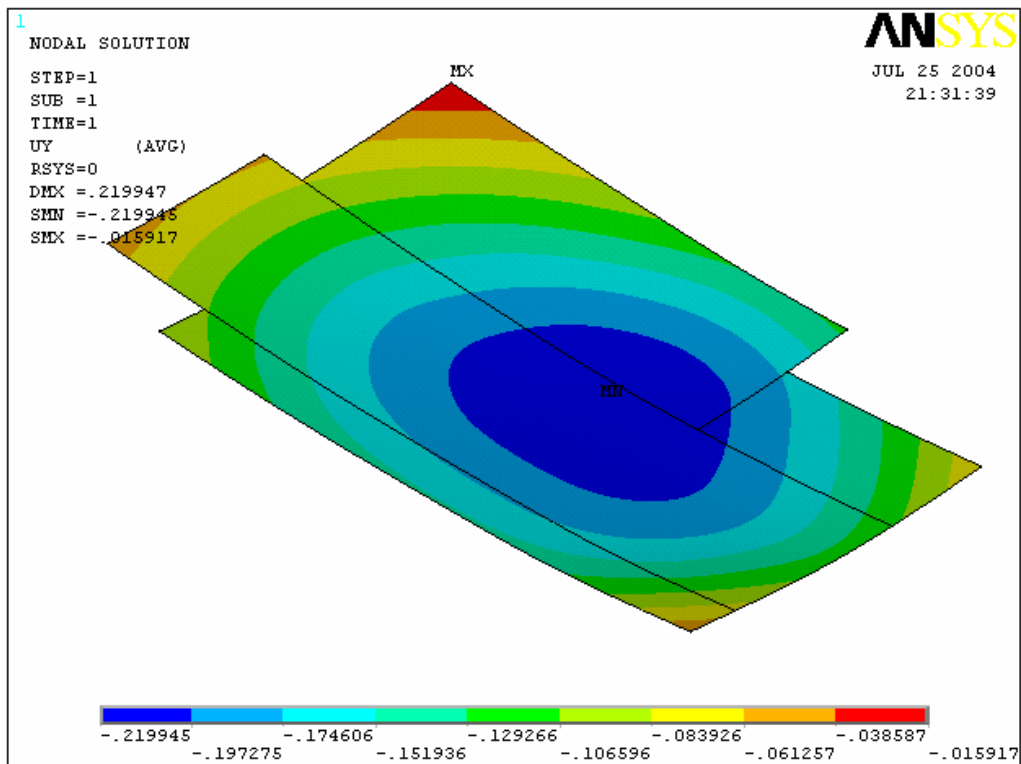


Рис. 6.18. Деформация плиты

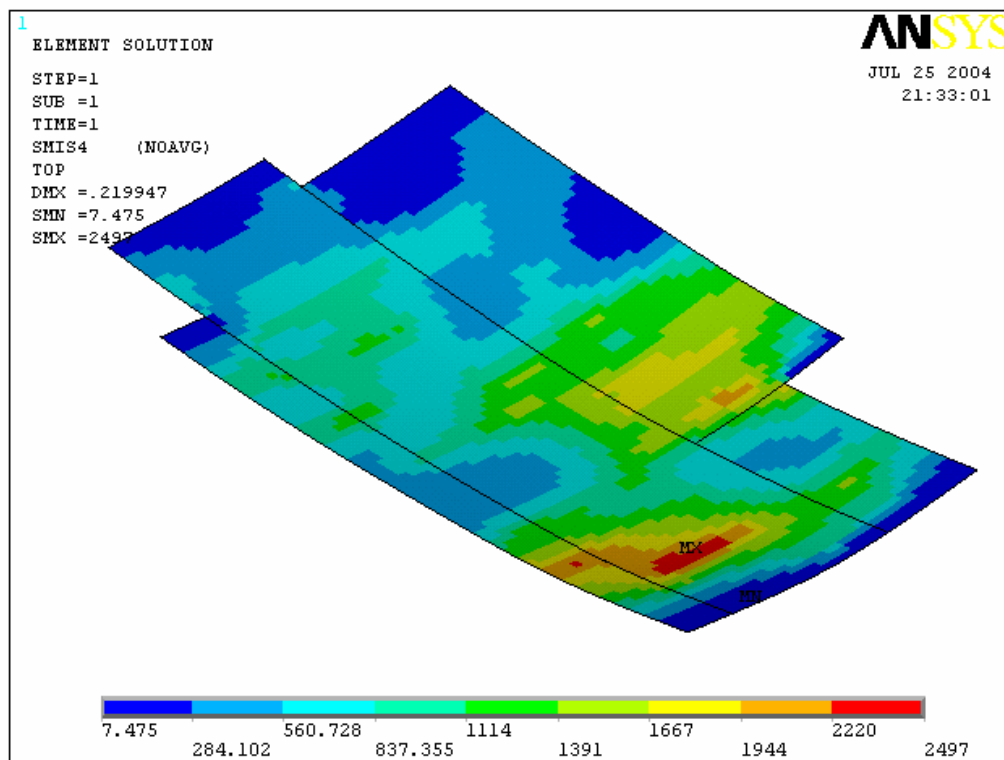


Рис. 6.19. Момент в направлении оси X

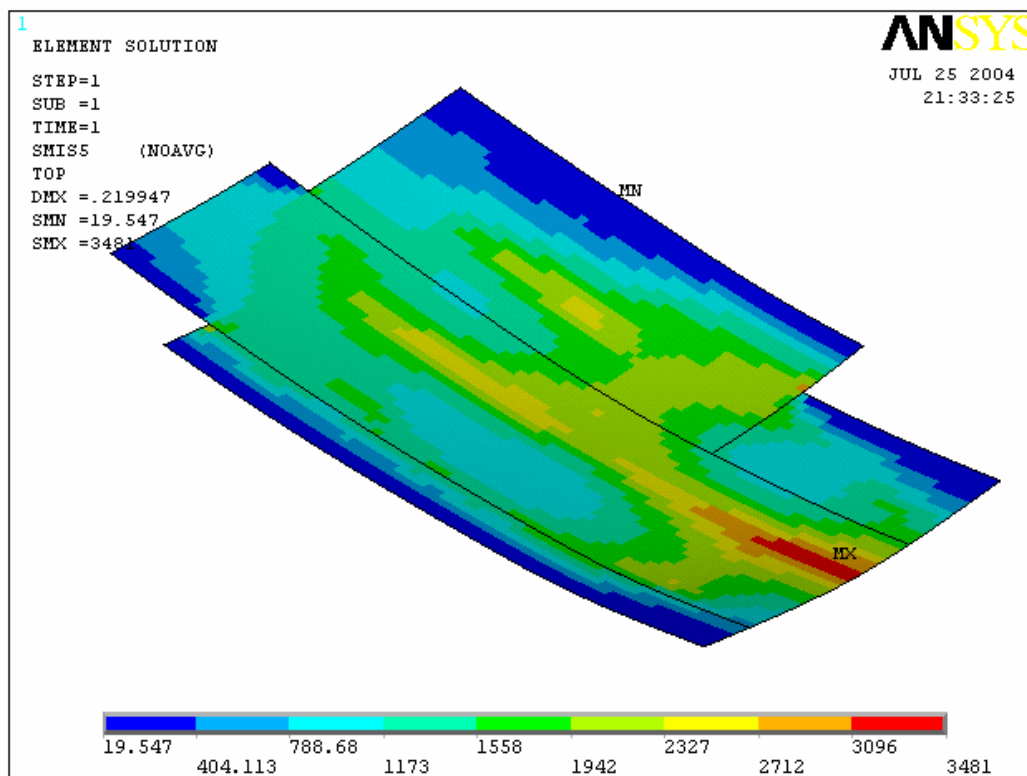


Рис. 6.20. Изгибающий момент в направлении оси Y

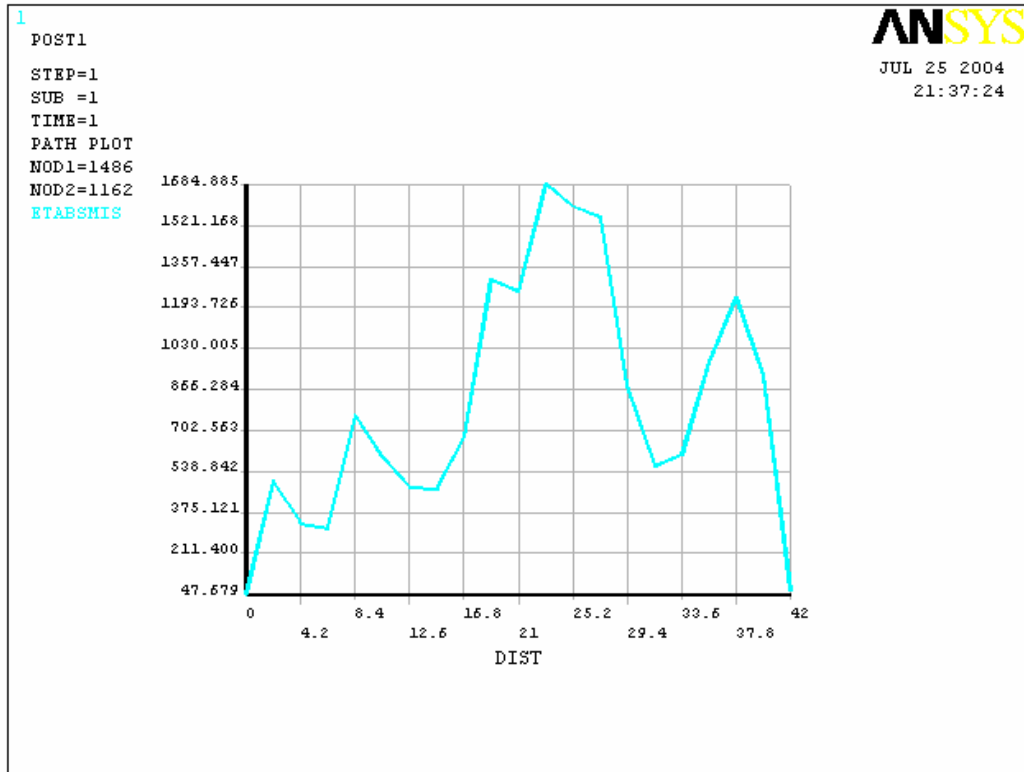


Рис. 6.21. Эпюра момента M_x по оси E

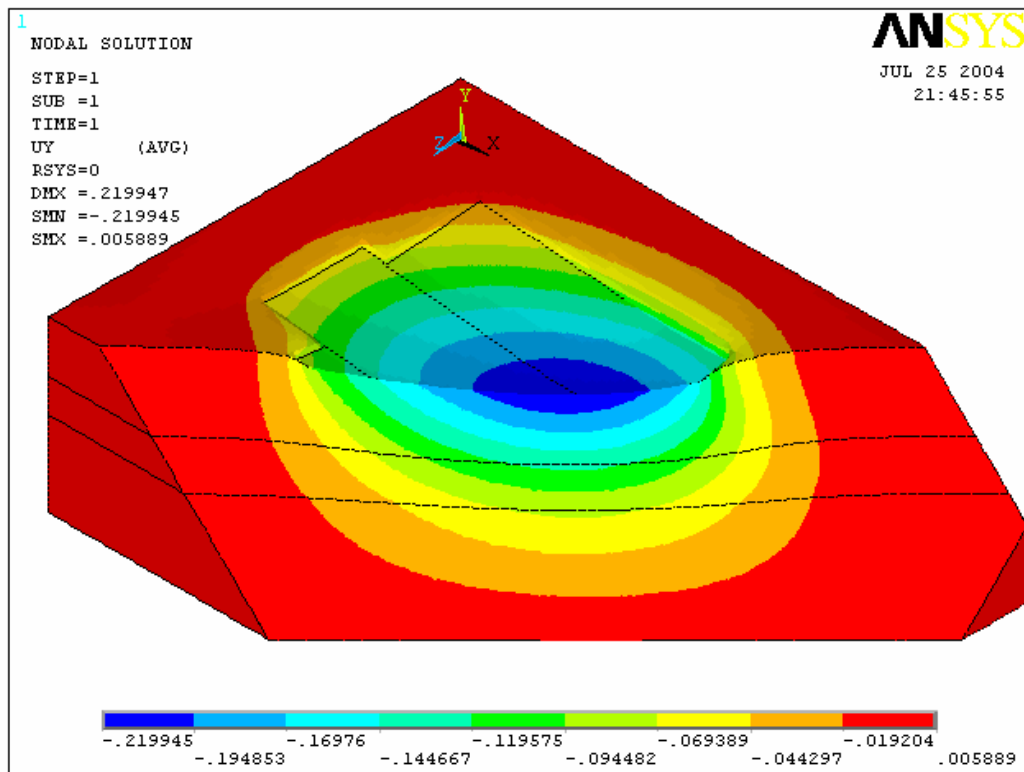


Рис. 6.22. Деформация основания по глубине массива

6.7. Сравнение результатов расчета

С целью сравнения ряд результатов расчета приведен в табл. 6.4.

Т а б л и ц а 6 . 4

Наименование расчетной схемы основания	Максимальная осадка, S , см	Момент M_x , кНм	Момент M_y , кНм	Поперечная сила Q_x , кН	Поперечная сила Q_y , кН
Винклера – Фусса [60]	31,5	-545,9 -2278,3	-821,3 -2872,4	-1270,0 -2600,0	-1270,0 -3900,0
Линейно-деформируемое полупространство (приведенное) [60]	11,0	-198,14 -1929,0	8,12 -2486,0	-1637,0 -1205,0	-1476,0 -1460
Линейно-деформируемое полупространство (неоднородное)	21,89	7,45 -2497,0	19,54 -3481,0	-2241,0 -1179,0	-1484,0 -1495,0

Из табл. 6.4 видны различия в значениях расчетных параметров, определенных с использованием рассмотренных расчетных схем основания. Близкие значения по внутренним усилиям получены при расчете с использованием гипотезы постоянного коэффициента постели и линейно-деформируемого полупространства с приведенным модулем деформации и введением корректирующего коэффициента m_E . Однако максимальные значения осадки (прогиба) плиты различаются более чем в 2,8 раза.

Значения изгибающих моментов, определенные по двум расчетным схемам с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства, отличаются не только количественно, но и качественно. На условно однородном основании с $E = m_E E_{пр}$ имеет место растяжение, как в верхней, так и нижней части поперечного сечения плиты. На неоднородном основании растяжение наблюдается только в нижней части сечения. Однако, следует заметить, что значения поперечных сил оказались практически одинаковыми.

Исходя из изложенного, при конструировании плиты выбрано наиболее неблагоприятное распределение внутренних усилий, которое получено с использованием расчетной схемы основания по гипотезе постоянного коэффициента постели.

Результаты конструирования фундаментной плиты приведены в приложении.

6.8. Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов

Техничко-экономическое сравнение выполнено для двух вариантов фундаментов и приведено в табл. 6.5. Первый вариант в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 1200 мм выполнен ОАО «Пензграждан-

проект» (шифр № 9-10-03) и второй вариант в виде сплошной монолитной железобетонной плиты толщиной 900 мм, разработанный Пензенским государственным университетом архитектуры и строительства [16, 84]. Стоимость материалов заимствована из локальной сметы №1-1 строительства многоэтажного жилого дома по ул. Зои Космодемьянской в г. Пензе. Смета составлена в ценах 2001 года.

Т а б л и ц а 6 . 5

Стоимость материалов плитного фундамента в разных вариантах.

№	Наименование материалов	Един. измер.	Кол-во	Стоимость единицы, руб.	Общая стоимость, руб.
1	2	3	4	5	6
Вариант-1. Железобетонная плита $\delta = 1200$ мм (ОАО «Пензгражданпроект»)					
1	Бетонная подготовка из тяжелого бетона класса В 7,5	м ³	129	667,64	86126
2	Железобетонный фундамент из тяжелого бетона класса В 20	м ³	1032,2	806,91	832893
3	Арматура горячекатанная периодического профиля класса АIII:	т			
	\varnothing 8 мм		1,09	7095,69	7734
	\varnothing 10 мм		4,845	6809,68	32993
	\varnothing 12 мм		4,608	6699,68	30872
	\varnothing 14 мм		12,879	6611,68	85152
	\varnothing 16 мм		11,695	6369,68	74493
	\varnothing 18 мм		2,299	6369,68	14644
	\varnothing 20 мм		0,845	6237,68	5271
	\varnothing 22 мм		0,58	6237,68	3618
	\varnothing 25 мм		6,543	6017,68	39374
	\varnothing 28 мм		16,733	6017,68	100694
	\varnothing 32 мм		2,209	5885,68	13002
	\varnothing 36 мм		3,353	5885,68	19735
	\varnothing 40 мм		4,372	5885,68	25732
	ИТОГО:				1372333
Вариант-2. Фундаментная плита монолитная $\delta = 900$ мм (ПГУАС)					
1	Бетонная подготовка из тяжелого бетона класса В 7,5	м ³	91,8	667,64	61289
2	Фундаментная плита из тяжелого бетона класса В 20	м ³	814,7	806,90	657381
3	Арматура горячекатанная периодического профиля класса АIII:	т			
	\varnothing 12 мм		14,430	6699,68	96676
	\varnothing 20 мм		28,350	6237,68	176838
	\varnothing 32 мм		28,122	5885,68	165505
	ИТОГО:				1157689

Приведенное сравнение показывает, что второй вариант дешевле первого на 16 %, что позволяет получить экономический эффект на сумму в 214644 рубля в ценах 2001 года.

Выводы по разделу 6

1. При данных инженерно-геологических условиях конструкция фундамента в виде монолитной железобетонной плиты дешевле на 16 % по сравнению с решением ОАО «Пензгражданпроект».

2. При расчете плиты с использованием гипотезы постоянного коэффициента постели и линейно-деформируемого полупространства с приведенным модулем деформации получены близкие значения изгибающих моментов. Однако значения прогиба/осадки плиты различаются более чем в 2,8 раза.

3. При расчете плиты с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства на условно однородном и неоднородном основаниях получены количественные и качественные отличия значений изгибающих моментов. Значения поперечных сил оказались практически одинаковыми.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключении хотелось бы отметить, что локальное изменение жесткости основания является эффективным способом управления неравномерностью деформаций в конструкции гибкого фундамента.

Известно, что внутренние усилия в конструкции плитных и балочных фундаментов зависят не только от жесткости надземных конструкций, жесткости фундамента, но и жесткости грунтового основания. Учет взаимодействия всех элементов системы или только части полной системы в виде «основание – конструкция гибкого фундамента» позволяет более точно определить несущую способность и деформации не только элементов данной системы, но и всей системы в целом. Рассматривая данную систему, следует заметить, что ее поведение зависит как от жесткости основания, так и от жесткости конструкции гибкого фундамента. Как правило, равномерная деформация не вызывает дополнительных усилий в конструкции, усилия возрастают существенным образом при неравномерной деформации конструкции, причем, известно, что чем больше кривизна, тем больше моменты и поперечные силы в бетонной конструкции. Поэтому важны те конструктивные мероприятия основным назначением, которых является уменьшение неравномерности деформаций.

Основные выводы и предложения

1. Испытания образцов песчаного грунта в условиях прямого среза показывают более низкие значения угла внутреннего трения, чем испытания в условиях сложного напряженного состояния. Разница составляет от 4 до 6 градусов для армированного и неармированного песка.

2. При испытаниях на срез и трехосное сжатие при включении одной армирующей прослойки угол внутреннего трения не изменяется, но в песке появляется «сцепление». С увеличением количества прослоек угол внутреннего трения и удельное сцепление возрастают.

3. Графики $\sigma_1 - \epsilon_1$, полученные в результате испытаний образцов песка в условиях трехосного сжатия, имеют линейный начальный участок характерный как для всех исследованных видов армирования, так и для неармированного грунта. Предел пропорциональности увеличивается с ростом степени армирования.

4. В результате экспериментов в условиях трехосного сжатия выявлено возрастание прочности в (4 раза) и уменьшение деформируемости (в 2 раза) песка в зависимости от степени армирования образцов.

5. Армирование песка приводит к росту модуля деформации: для одно- и двухрядного армирования E возрастает в 1,7–1,9 раз; для трехрядного – в

2,5–2,9 раза по сравнению с неармированным песчаным грунтом при той же плотности сложения.

6. При упругой работе грунта в стадии уплотнения имеет место прогиб фундамента. По мере роста пластических деформаций фундамент меняет свою кривизну вследствие развития деформаций сдвига под его краями. Дальнейшее развитие деформаций сдвига в основании приводит к уменьшению внутренних усилий на краю фундамента и их возрастание к центру конструкции фундамента.

7. Армирование основания гибкого фундамента уменьшает неравномерность деформации конструкции фундамента в 7 раз по сравнению с фундаментом на естественном основании.

8. Внутренние усилия в гибком фундаменте, прогиб фундамента и деформация основания зависят от степени армирования грунта под фундаментом.

9. В зависимости от степени армирования средняя осадка гибкого фундамента уменьшается в 1,2–2 раза по сравнению с таким же фундаментом на естественном основании.

10. Армирование песчаного основания приводит к повышению жесткости основания: коэффициент постели под краем гибкого фундамента возрастает в 2 раза и в 5 раз под краем жесткого фундамента.

11. Армирование основания фундамента приводит к увеличению нагрузки, соответствующей пределу пропорциональности (стадия уплотнения завершается при большем давлении) вследствие увеличения жесткости основания.

12. Армирование оснований позволяет создать армогрунтовую конструкцию с заданными механическими свойствами, возникает возможность управления механизмом взаимодействия системы «фундамент-основание».

13. При проектировании гибких фундаментов целесообразно армировать основания с целью управления распределением усилий в конструкции гибких фундаментов и деформациями оснований. Армирование основания приводит не только к уменьшению прогиба, внутренних усилий и неравномерности деформации, но и к снижению стоимости фундамента.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алексеев, В.И. Исследование работы синтетических материалов в грунтовых основаниях [Текст] / В.И. Алексеев, Д.Г. Золотозубов, В.И. Клевеко, А.Б. Пономарев // Труды межд. семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям: сб. науч. тр. – Пермь: ПГТУ, 2000. – С. 57.
2. Антонов, В.М. Влияние армирования на несущую способность и деформативность песчаного основания [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В.М. Антонов. – Волгоград, 1998. – 20 с.
3. Апсе, А.Я. Анализ совместной работы железобетонных плит и песчаного основания с учетом моделирования [Текст] / А.Я. Апсе, Ф.С. Кадыш // Строительство и архитектура: Известия высших учебных заведений: сб. науч. тр. – Новосибирск: НИСИ, 1976. – № 3. – С. 15–18.
4. Аринина, Э.В. Исследование возможности применения гипотезы упругого полупространства к расчету плит на песчаном основании [Текст] / Э.В. Аринина // Труды НПИ: сб. науч. тр. – Новочеркасск: НПИ, 1970. – Т. 216. – С. 40–46.
5. Аринина, Э.В. Влияние начальной плотности на напряженно-деформированное состояние песчаного основания [Текст] / Э.В. Аринина, Ю.П. Мурзенко // Исследования напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов: сб. науч. тр. – Новочеркасск: НПИ, 1971. – Т. 238. – С. 58–67.
6. Баранов, Д.С. Методика измерения напряжений, влияние формирования оснований фундаментов [Текст] / Д.С. Баранов, С.В. Довнарочич, Д.Е. Польшин, В.Ф. Сидорчук // Труды к восьмому Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению: сб. науч. тр. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 193–195.
7. Баркан, Д.Д. Виброметод в строительстве [Текст] / Д.Д. Баркан. – М.: Гос. изд-во лит-ры по стр-ву, арх-ре и строит. материалам, 1959. – 314 с.
8. Бишоп, А. Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях [Текст] / А. Бишоп, Д. Хенкель. – М.: Госстройиздат, 1961. – 231 с.
9. Бобрицкий, Г.М. Экспериментальное исследование железобетонных прямоугольных плит на песчаном основании переменной жесткости [Текст] / Г.М. Бобрицкий // Исследования по основаниям, фундаментам и механике грунтов: сб. науч. ст. – Киев: Будивельник, 1969. – С. 65–74.
10. Болдырев, Г.Г. Поведение грунта в процессе деформирования [Текст] / Г.Г. Болдырев, С.А. Болдырев, О.В. Хрянина // Геотехника–99: сб. науч. ст. Междунар. науч.-практ. конф. / под ред. Г.Г. Болдырева. – Пенза: Изд-во Приволжский Дом знаний, 1999. – С. 32–35.
11. Болдырев, Г.Г. Влияние граничных условий на характер деформации образцов грунта [Текст] / Г.Г. Болдырев, С.А. Болдырев, О.В. Хрянина //

Геотехника–99: сб. науч. ст. Междунар. науч.-практ. конф. / под ред. Г.Г. Болдырева. – Пенза: Изд-во Приволжский Дом знаний, 1999. – С. 35–39.

12. Болдырев, Г.Г. Армирование грунта с целью выравнивания прогиба ленточного фундамента [Текст] / Г.Г. Болдырев, О.В. Хрянина // Актуальные проблемы современного строительства: сб. науч. ст. Всерос. XXXI науч.-техн. конф. – Пенза: ПГАСА – 2001. – С. 22.

13. Болдырев, Г.Г. Экспериментально-теоретические исследования взаимодействия гибкого фундамента с армированным основанием [Текст] / Г.Г. Болдырев, О.В. Хрянина // Строительство и реконструкция деревянных жилых домов: сб. науч. ст. Межд. науч.-техн. конф. – Архангельск: АГТУ. – 2002. – С. 22–26.

14. Болдырев, Г.Г. Оценка влияния эффекта армирования на напряженно-деформированное состояние песчаного основания [Текст] / Г.Г. Болдырев, О.В. Хрянина // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2003. – № 1. – С. 222–225.

15. Болдырев, Г.Г. Армирование оснований гибких фундаментов [Текст] / Г.Г. Болдырев, О.В. Хрянина // Геотехнические проблемы строительства крупномасштабных и уникальных объектов: сб. науч. тр. Междунар. геотехн. конф. – Алматы, Казахстан, 2004. – С.183–186.

16. Болдырев, Г.Г. Расчет и конструирование плитного фундамента жилого дома методом конечных элементов с использованием программ SCAD и ANSYS [Текст] / Г.Г. Болдырев, А.Ю. Трегуб, О.В. Хрянина // Сборник трудов Пятой конференции пользователей программного обеспечения CAD-FEM GmbH / под ред. А.С. Шадского. – М.: Полигон-пресс, 2005. – С. 108–114.

17. Болдырев, Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса [Текст]: моногр. / Г.Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.

18. Болдырев, Г.Г. Сопротивление фундаментных балок при совместной работе с усиленным основанием [Текст]: моногр. / Г.Г. Болдырев, С.А. Болдырев, О.В. Хрянина. – Пенза: ПГУАС, 2016. – 124 с.

19. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко. – Харьков, 1968. – 323 с.

20. Боткин, А.И. О прочности сыпучих и хрупких материалов [Текст] / А.И. Боткин // Известия НИИИГ: сб. науч. тр. – М., 1940. – Т. XXVI. – С. 205–236.

21. Быховцев, В.Е. Исследование работы нелинейно-деформированного армированного грунтового основания [Текст] / В.Е. Быховцев, Ю.В. Феофилов // Инженерная геология, механика грунтов и фундаментостроение: тезисы докладов Межреспуб. конф. Белорусской, Литовской, Латвийской и Эстонской ССР «Геотехника-V». – Минск: БПИ, 1982. – С. 281.

22. Бугров, А.К. Анизотропные грунты и основания сооружений [Текст] / А.К. Бугров, А.И. Голубев. – СПб.: Недра, 1993. – 245 с.
23. Бугров, А.К. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия [Текст] / А.К. Бугров, Р.М. Нарбут, В.П. Сипидин. – Л.: Стройиздат, 1987. – 185 с.
24. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании [Текст] / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – 3-е изд. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
25. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик [Текст]: ГОСТ 5180-2015. – Взамен ГОСТ 5180-84; введ. 01.04.16.
26. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости [Текст]: ГОСТ 12248–2010. – Взамен ГОСТ 12248–96; введ. 01.01. 2012.
27. Грунты. Метод статистической обработки результатов определений характеристик [Текст]: ГОСТ 20522-2012. – Взамен ГОСТ 20522-96; введ. 01.07.2013.
28. Грунты. Классификация [Текст]: ГОСТ 25100-2011. – Взамен ГОСТ 25100-95; введ. 01.01.13.
29. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава: ГОСТ 12536-2014. – Взамен ГОСТ 12536-79; введ. 01.07.2015.
30. Грунты. Методы лабораторного определения максимальной плотности: ГОСТ 22733-2016. – Взамен ГОСТ 22733-2002; введ. 01.01.17.
31. Гвоздев, А.А. К вопросу о предельных условиях (условиях текучести) для ортотропных сред и для изгибаемых железобетонных плит [Текст] / А.А. Гвоздев // в кн.: Строительная механика. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 208–212.
32. Гвоздев, А.А. Теоретическое и экспериментальное исследование работы железобетона с трещинами при плоском однородном и неоднородном напряженном состояниях [Текст] / А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко, С.М. Крылов // В кн.: Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968. – С. 5–43.
33. Довнарвич, С.В. Влияние характера формирования основания на его напряженное состояние [Текст] / С.В. Довнарвич, Д.Е. Польшин, Д.С. Баранов, В.Ф. Сидорчук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 6. – С. 20–22.
34. Драгунов, С.И. О взаимодействии гибких фундаментов с основанием [Текст] / С.И. Драгунов, О.В. Хрянина // Актуальные проблемы проектирования и возведения зданий и сооружений с учетом энергосберегающих технологий и методов строительства: сб. науч. тр. Межрегион. науч.-практ. конф. – Пенза: ПГАСА, 2002. – С. 48.

35. Зарецкий, Ю.К. Статика и динамика грунтовых плотин [Текст] / Ю.К. Зарецкий, В.Н. Ломбардо. – М.: Энергоатомиздат, 1983. – 256 с.
36. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами [Текст] / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976. – 204 с.
37. Клевеко, В.И. Экспериментальные исследования глинистых грунтов армированных синтетическими материалами [Текст] / В.И. Клевеко, А.Б. Пономарев // Труды VI Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – М., 1998. – Т. IV. – С. 53.
38. Клепиков, С.Н. Нелинейный расчет балок на податливом основании [Текст] / С.Н. Клепиков // Основания, фундаменты и механика грунтов: сб. науч. тр. III Всесоюзного совещания. – Киев: Будивельник, 1971. – С. 243–246.
39. Копейкин, В.С. Взаимодействие изгибаемых конструкций с билинейно деформируемой-идеальнопластической средой [Текст]: дис. ... докт. техн. наук / В.С. Копейкин. – Саратов, 1997.
40. Коренев, Б.Г. Конструкции, лежащие на упругом основании: строительная механика в СССР: 1917 – 1967 [Текст] / Б.Г. Коренев. – М.: Стройиздат, 1969. – 423 с.
41. Крылов, С.М. Усилия и моменты, возникающие в плитах под влиянием нагрузок, нормальных к их поверхности [Текст] / С.М. Крылов [и др.] // Новое о прочности железобетона: кн. – М.: Стройиздат, 1977. – С. 186–197.
42. Крыжановский, А.Л. Расчет оснований сооружений в нелинейной постановке с использованием ЭВМ [Текст] / А.Л. Крыжановский. – М.: МИСИ, 1982. – 72 с.
43. Куликов, К.К. Напряженно-деформированное состояние песчаного основания под моделями ленточных фундаментов [Текст] / К.К. Куликов // Труды НИИ: сб. науч. тр. – Новочеркасск: НИИ, 1971. – Т. 238. – С. 25–35.
44. Куликов, К.К. Экспериментальные исследования совместной работы плотного песчаного основания и сборных ленточных фундаментов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05-481 / К.К. Куликов. – Новочеркасск, 1970. – 27 с.
45. Леденев, В.В. Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов [Текст] / В.В. Леденев. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1990. – 224 с.
46. Малышев, М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений [Текст] / М.В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1994. – 228 с.
47. Мельников, А. В. Прочность и деформируемость слабых грунтов оснований, усиленных армированием [Текст]: моногр. / А.В. Мельников, О.В. Хрянина, С.А. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 176 с.
48. Миронов, В.С. Экспериментальные исследования работы балок различной жесткости на песчаном основании [Текст] / В.С. Миронов, С.А. Ру-

санова, Н.Ф. Чертоляс, Б.Н. Берестенев // Строительство и архитектура: Известия высших учебных заведений: сб. науч. тр. – Новосибирск: НИСИ, 1984. – № 6. – С.17–21.

49. Миронов, В.С. Распределение напряжений в основании в зависимости от жесткости штампа [Текст] / В.С. Миронов, Н.Ф. Чертоляс, Р.А. Вегнер // Инженерно-геологические условия и особенности фундаментостроения в Сибири: сб. науч. тр. – Новосибирск: НИИЖТ, 1972.– вып.133. – С.97–102.

50. Мурашев, В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона [Текст] / В.И. Мурашев. – М.: Машиностроение, 1950. – 268 с.

51. Мурзенко, Ю.Н. Результаты и перспективы развития экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния оснований сооружений [Текст] / Ю.Н. Мурзенко [и др.] // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов: сб. науч. тр. – Новочеркасск: НПИ, 1979. – С. 121–128.

52. Мурзенко, Ю.Н. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонной фундаментной плиты и ее совместной работы с песчаным основанием [Текст] / Ю.Н. Мурзенко, А.А. Цесарский // Исследования напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов: сб. науч. тр. – Новочеркасск: НПИ, 1971. – С. 35–44.

53. Немировский, Н.М. Расчет плит на упругом основании с учетом жесткости конструкций и стадий предельного равновесия [Текст] / Н.М. Немировский // Сборник трудов МИСИ. – М.: МИСИ, 1956. –№14. – С. 201–215.

54. Политов, С.И. О моделировании схемы разрушения железобетонного фундамента под колонну на песчаном основании [Текст] / С.И. Политов // Исследование напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов: сб. науч. тр. – Новочеркасск: НПИ, 1980. – С. 37–40.

55. Платонов, А.П. Полимерные материалы в дорожном и аэродромном строительстве [Текст] / А.П. Платонов. – М.: Транспорт, 1994. – 157 с.

56. Политов, С.И. Экспериментальные исследования работы железобетонных фундаментных плит под сетку колонн [Текст] / С.И. Политов, Ю.Н. Мурзенко, А.А. Цесарский // Исследование напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов: сб. науч. тр. – Новочеркасск: НПИ, 1980. – С. 73–81.

57. Пономарев, А.Б. Опыт применения геосинтетических материалов в строительстве [Текст] / А.Б. Пономарев, С.М. Кислов, В.Г. Офрихтер // Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям: сб. науч. тр. – Пермь: ПГТУ, 2000. – С.102.

58. Продхан, З. Определение прочности образцов армированного грунта в трехосном приборе [Текст] / З. Продхан // Строительство и архитекту-

ра: Экспресс-инф. Серия 8: Строительные конструкции. – М.: ВНИИН-ТПИ, 1985. – вып.1. – С.13–16.

59. Рубан, О.А. Определение прочностных характеристик армогрунтов по результатам лабораторных исследований [Текст] / О.А. Рубан, Ю.Б. Балашова // Современные проблемы фундаментостроения: сб. науч. тр. Междунар. науч.-техн. конф. – Волгоград: ВГАСА, 2001. – т.1–2. – С. 58–60.

60. Руководство по проектированию фундаментных плит каркасных зданий. – М.: Стройиздат, 1977. – 128 с.

61. Руководство по применению геосинтетических материалов в геотехническом строительстве. – М.: 2004. – 13 с.

62. Санников, С.П. Армирование несущих слоев из грунтов и каменных материалов объемными георешетками [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02; 05.23.11 / С.П. Санников. – Тюмень, 2004.

63. Сидоров, Н.Н. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов [Текст] / Н.Н. Сидоров, В.П. Сипидин. – Л.: Изд-во литературы по строительству, 1972. – 136 с.

64. Соломин, В.И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций [Текст] / В.И. Соломин, С.Б. Шматков. – М.: Стройиздат, 1986. – 208 с.

65. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. – Введен 20.05.2011.

66. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.–с Изм.1,2.

67. Сдвиговой прибор [Текст]: пат. RUS 2132545 Рос. Федерация : МПК6 G 01 N 3/24, E 02 D 1/00 / Болдырев Г.Г., Хрянина О.В.; заявитель и патентообладатель Пензенский гос. архитектурно – строительный ин-т. – № 96114564/03 (020790); заявл. 22.07.96 ; опубл. 27.06.99, Бюл. № 18. – 10 с.

68. Тарикулиев, З.А. Экспериментальная проверка теории расчета гибкой фундаментной плиты на сжимаемом основании [Текст] / З.А. Тарикулиев // Труды НИИ: сб. науч. тр. – Новочеркасск: НИИ, 1974. – Т. 204. – С. 34–39.

69. Тимофеева, Л.М. Армирование грунтов. Теория и практика применения: Часть 1. Армированные основания и армогрунтовые подпорные стены [Текст] / Л.М. Тимофеева. – Пермь: ППИ, 1991. – 478 с.

70. Тимофеева, Л.М. Исследование прочностных и деформативных свойств армированного грунта с песчаными и глинистыми матрицами [Текст] / Л.М. Тимофеева // Материалы Всесоюз. конф. по примен. текст. мат-лов при стр-ве земполотна автом. дорог. – М.: СоюздорНИИ, 1980. – С. 50.

71. Тутынин, В.Ф. О расчете железобетонных фундаментных балок [Текст] / В.Ф. Тутынин, В.И. Соломин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 2. – С. 16–18.

72. Федоровский, В.Г. Современные методы описания механических свойств грунтов [Текст] / В.Г. Федоровский // Обзорная информация: Строительство и архитектура. Серия 8: Строительные конструкции. – М.: ВНИИИС Госстроя СССР, 1985. – Вып. 9. – С. 73.

73. Хамдан, Фуад Ахмед. Повышение несущей способности глинистых грунтов методом армирования базальтовым волокном: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Фуад Ахмед Хамдан. – Киев, 1990. – 21 с.

74. Холмянский, М.М. Бетон и железобетон: Деформативность и прочность [Текст] / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1997. – 576 с.

75. Хрянина, О.В. О соотношении параметров прочности грунтов при срезе и трехосном сжатии [Текст] / О.В. Хрянина // Современное строительство: сб. науч. тр. Межд. науч.-практ. конф. – Пенза: ПГАСА, 1998. – С. 213.

76. Хрянина, О.В. Приборы, применяемые при определении механических свойств грунтов [Текст] / О.В. Хрянина // Усиление оснований и фундаментов аварийных зданий и сооружений: сб. науч. тр. Межд. науч.-практ. конф. – Пенза: ПДЗ, 2000. – С. 178.

77. Хрянина, О.В. Влияние геосеток на внутренние усилия в модели гибкого фундамента [Текст] / О.В. Хрянина // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: сб. науч. тр. Межд. науч.-техн. конф. – Пенза: ПГАСА; ПДЗ, 2002. – С. 141.

78. Хрянина, О.В. Методика подготовки образцов-близнецов песчаного грунта [Текст] / О.В. Хрянина // Образование и наука в современном мире. Инновации. – 2016. – № 6-2. – С. 146–155.

79. Хрянина, О.В. Экспериментально-теоретические исследования гибкого фундамента с армированным основанием [Текст] / О.В. Хрянина // Образование и наука в современном мире. Инновации. – 2016. – № 6-1. – С. 210–216.

80. Хрянина, О.В. Экспериментальные исследования взаимодействия жесткого фундамента с армированным основанием [Текст] / О.В. Хрянина // Усиление оснований и фундаментов аварийных зданий и сооружений: сб. науч. тр. Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза: ПДЗ, 2002. – С. 167.

81. Хрянина, О.В. Влияние армирования основания на внутренние усилия в модели гибкого фундамента [Текст] / О.В. Хрянина, А.А. Белый // Молодой ученый. – 2015. – № 10 (90). – С. 345–348.

82. Хрянина, О.В. Прочность и деформируемость армированных песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия [Текст] / О.В. Хрянина, А.А. Белый // Молодой ученый. – 2015. – № 10 (90). – С. 348–352.

83. Хрянина, О.В. Прочность армированных песчаных грунтов в условиях одноплоскостного среза [Текст] / О.В. Хрянина, Т.В Пономарева // Молодой ученый. – 2015. – № 10 (90). – С. 352–355.

84. Хрянина, О.В. Экспериментально-теоретическая оценка совместной работы конструкции гибкого фундамента с армированным основанием: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / О. В. Хрянина. – Пенза, 2005. – 236 с.

85. Хрянина, О.В. Рациональный вариант фундаментов здания в сложных инженерно-геологических условиях г. Пензы [Текст] / О.В. Хрянина, А.А. Белый // Современные научные исследования и инновации. – 2015. № 3–2 (47). – С. 36–41.

86. Хрянина, О.В. К вопросу о взаимодействии гибких фундаментов с основанием [Текст] / О.В. Хрянина // Современный научный вестник. – 2013. – Т. 3. – № 1. – С. 81–84.

87. Хрянина, О.В. Изменение напряженного состояния грунтов основания введением в него армирующих элементов [Текст] / О.В. Хрянина, Г.Г. Болдырев // Современные проблемы фундаментостроения: сб. науч. тр. Междунар. науч.-техн. конф. – Волгоград: ВГАСА. – 2001. – Т. 3–4. – С. 96–97.

88. Хрянина, О.В. Экспериментальные исследования прочности и деформируемости армированных песчаных грунтов в условиях трехосного сжатия [Текст] / О.В. Хрянина // Актуальные проблемы проектирования и устройства оснований и фундаментов зданий и сооружений: сб. науч. тр. Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза: ПДЗ. – 2004. – С. 214.

89. Хрянина, О.В. О соотношении параметров прочности армированных песчаных грунтов при срезе и трехосном сжатии [Текст] / О.В. Хрянина // Актуальные проблемы проектирования и устройства оснований и фундаментов зданий и сооружений: сб. науч. тр. Междунар. науч.-практ. конф.– Пенза: ПДЗ. – 2004. – С. 216.

90. Хрянина, О.В. Напряженно-деформированное состояние армированных оснований [Текст] / О.В. Хрянина // Nauka i studia. 2016. Т. 7. – С. 16–21.

91. Хрянина, О.В. Армирование грунта с целью управления усилиями в модели гибкого фундамента [Текст] / О.В. Хрянина // Приднепровский научный вестник. – 2016. – Т. 4. – С. 110–121.

92. Хрянина, О.В. Армирование оснований гибких фундаментов [Текст] / О.В. Хрянина // Nauka i studia. – 2016. – Т. 7. – С. 9–15.

93. Хрянина, О.В. Управление неравномерностью деформаций гибкого фундамента [Текст] / О.В. Хрянина // Nauka i studia. – 2016. – Т. 7. – С. 3–8.

94. Цесарский, А.А. Экспериментальные исследования совместной работы железобетонных плит и песчаного основания [Текст] / А.А. Цесарский, Ю.Н. Мурзенко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 5. – С. 8–10.

95. Цытович, Н.А. Механика грунтов [Текст] / Н.А. Цытович. – Изд. 4-е. – М.: Госстройиздат, 1963. – 636 с.
96. Чунюк, Д.Ю. Пути оптимизации расчетной схемы при выполнении расчетов сложных комплексных геотехнических объектов, с помощью метода конечных элементов [Текст] / Д.Ю. Чунюк, Н.О. Курилин // Естественные и технические науки. – 2015. – № 10 (88). – С. 400–402.
97. Шеин, А.И. Численные исследования работы железобетонных балок [Текст] / А.И. Шеин, О.В. Снежкина, Р.А. Ладин, А.А. Киселев // Современные проблемы науки и образования. – 2014. – № 4. – С. 146.
98. ANSYS: <http://w.w.w.cadfem.ru>.
99. Arthur J.R.F., Assadi A. Ruptured sand sheared in plane strain / J.R.F. Arthur, A. Assadi // Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng. – 1977. – Vol.1, pp. 19–92.
100. Assessment of TENAX TT samp geogrids for reinforced soil. Man, Technology, Environment / Tenax technical report. – pp. 1–25.
101. Binquet, J. Bearing capacity tests on reinforced earth slabs / J. Binquet., K.L. Lee // Journal of Geotechnical Engineering Div. – ASCE. – 1975. – 101 (GT12). – pp. 1241–1255.
102. Binquet, J. Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs / J. Binquet., K.L. Lee // Journal of Geotechnical Engineering Div. – ASCE. – 1975. – 101 (GT12). – pp. 1257–1276.
103. Bishop, A.W. Shear strength parameters for undisturbed and remolded soil speicimens / A.W. Bishop // Proced. of the Roscoe memor. symp.: Stress-strain behavior of soils. Edit.: R.H.G. Parry. – 1972. – pp. 3–58.
104. Bolton, M.D. The strength and dilatancy of sand / M.D. Bolton // Geotechnique. – 1986. – Vol. 36. – No. 1. – pp. 65–78.
105. Chen, W.-F. Constitutive equations for engineering materials / W.-F. Chen, A.F. Saleeb. – 1984. – Vol. 1, 2. – 559 p.
106. Chu, H.S. Constants for an elastic-plastic cap model for eimestone / H.S. Chu, H. Brandt // Int. J. Numer. Analyth. Meth. Geomech. – 1987. – Vol. 11. – pp.193–202.
107. .Cornforth, D.H. Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand / D.H. Cornforth // Geotechnique. –1964. – Vol. 14. –No. 2. – pp. 143-167.
108. Das, B.M. Advanced soil mechanics / B.M. Das. – 1983. – 511 p.
109. Drucker, D.C. Soil mechanics and plastic analysis of limit design / D.C. Drucker, W. Prager // Quarterly of applied mechanics. – 1952. – Vol. 10. – No. 2. – pp. 157–165.
110. Fukusima, S. Deformation and strength of sand in torsional simple shear / S. Fukusima, F. Tatsuoka // Proc. IUTAM Conf. On Deformation and Failure of Granular Materials / Delft. – 1982. – pp. 371–379.

111. Green, G.E. A note on the drained strength of sand under generalized strain conditions / G.E. Green, A.W. Bishop // *Geotechnique*. – 1969. – Vol. 19. – No. 1. – pp. 144–149.
112. Hambly, E.C. A new triaxial apparatus / E.C. Hambly // *Geotechnique*. – 1969. – Vol. 19. – No. 2. – pp. 307–309.
113. Hausmann, M.R. Strength of reinforced soil / M.R. Hausmann // *Proc. 8-th Aust. Road Resh. Conf.* – v.8. – sect. 13. – pp.1–8.
114. Haza, E. Design method for local load on a geosynthetic reinforced soil structure / E. Haza, P. Gotteland, J-P. Gourc // *Geotechnical and Geological Engineering*. – 2000. – No. 18. – pp. 243–267.
115. Huang, C.C. Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground / C.C. Huang, F. Tatsuoka // *Geotextiles and Geomembranes*. – 1990. – № 1. – pp. 51–82.
116. Huang, C.C. Ultimate bearing capacity and settlement of footings on reinforced sandy ground / C.C. Huang, L.L. Hong // *Soil and foundations : Japanese Geotechnical Society*. – 2000. – Vol. 40. – No.5. – pp. 65–73.
117. Jewell, R. Direct shear tests on reinforced sand / R. Jewell, C.P. Wroth // *Geotechnique*. – 1987. – Vol. 37. – No. 1. – pp. 53–68.
118. Jones, J.F. Reinforced earth structures situated on soft foundations / J.F. Jones, L.W. Edwards // *Geotechnique*. – 1980. – Vol.30. – № 2. – pp. 207–214.
119. Karlsrud, K. Piles in clay under cyclic axial loading: field tests and computational modelling / K. Karlsrud, F. Nadim, T. Haugen // *Proc. 3 rd. Int. Conf. Numerical Methods in Offshore Piling*. – 1986. – pp. 168–190.
120. Ko, H.Y. Nonlinear characterization and analysis of sand / H.Y. Ko, R.M. Masson // *Numerical methods in geomechanics / ASCE*. – 1976. – pp. 294–304.
121. Lade, P.V. Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil / P.V. Lade, J.M. Duncan // *Journal of the geotechnical engineering*. – 1975. – Vol. 101. – No. 10. – pp. 1037–1053.
122. Lade, P.V. Failure conditions in sand and remolded clay / P.V. Lade, H.M. Musante // *Proceedings of the 9th internat. conf. on soil mech. and found. engin.* – 1977. – Vol. 1. – pp. 181–186.
123. Lam, W.-K. Effects of initial anisotropic fabric and σ_2 on strength and deformation characteristic of sand / W.-K. Lam, F. Tatsuoka // *Soils and Foundations*. – 1988. – Vol. 28. – No. 1. – pp. 89–106.
124. Matsii, S.I. Selection of foundation type for supports of overhead power lines on slide-prone slopes / S.I. Matsii, E.V. Bezuglova, O.Y. Eshchenko // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. – 2011. – T. 47. – № 6. – C. 241–245.
125. Mahmoud, M.A. Bearing capacity tests on strip footing on reinforced sand subgrades / M.A. Mahmoud, F.M. Abrebbo // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1985. – № 26. – pp. 154–159.

126. Maharaj, D.K. Nonlinear finite element analysis of strip footing on reinforced clay / D.K. Maharaj // E-mail: dilip maharaj @ yahoo. com, dkm @ bits-pilani. ac. in. /EJGE. – 2003. – pp. 1–13.

127. Mc Gown, A. Effect of indusian propeties on the behaviour of sand / A. Mc Gown, K.Z. Andrawes, M.M. Al-Hasani // Geotechnique.–Vol. 28.–№3. – pp. 327–346.

128. Milovic, D. Bearing capacity tests on reinforced sand / D. Milovic // Proc. 9-th International Conference Soil Mech. And Found. Eng. – 1977. – Vol. 1. – pp. 651–654.

129. Miura, S. A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand / S. Miura, S. Toki // Soils and Foundation. – 1982. – Vol. 22. – No. 1. – pp. 61–77.

130. Mizuno, E. Cap models for clay strata to footing loads / E. Mizuno, W.F. Chen // Comp. Struc. – 1983. – Vol. 17. – No. 4. – pp. 511–528.

131. Morelli, F. Le texol tient la ligne / F. Morelli // Moniteur des travaux Publics et du Batiment. – 1989. –№ 44. – pp. 101–103.

132. Nakamura, T. Direct shear testing method as a mean for estimating geogrid-sand interface shear-displacement behavior / T. Nakamura, T. Mitachi, I. Ikeura // Soil and foundations/Japanese Geotechnical Society. – 1999. –Vol. 39.– No.4.– pp. 1–8.

133. Peng, F-L. Plane strain compression behaviour of geogrid-reinforced sand and its numerical analysis / F-L. Peng, N. Kotake, F. Tatsuoka, D. Hirakawa, T. Tanaka // Soil and foundations: Japanese Geotechnical Society. – 2000. – Vol. 40. – No.3. – pp. 55–74.

134. Pradhan, T.B.S. Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus / T.B.S. Pradhan, F. Tatsuoka, N. Horii // Soil and foundations. – 1988. – Vol. 28. – No.2. – pp. 95–112.

135. Qiu, J-Y. Constant pressure and constant volume direct shear tests on reinforced sand / J-Y. Qiu, F. Tatsuoka, T. Uchimura // Soil and foundations : Japanese Geotechnical Society. 2000. – Vol. 41. – No.4. – pp. 1–17.

136. Randolph, M. Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles / M. Randolph, C.P. Wroth // Geotechnique. – 1981. – Vol. 31. – No. 1. – pp. 143–157.

137. Read, H.E. Strain softening of rock, soil and concrete – a review article / H.E. Read, G.A. Hegemier // Mechanics of materials. – 1984. – No.3. – pp. 271–294.

138. Sakty, J.P. Model test for strip foundation on clay reinforced with geotextille layers / J.P. Sakty, M.D. Braje // Journal of the Inansperation research record. – 1978. –Vol.1. – pp. 42–45.

139. Schlosser, F. Etude du comportement du materiau Terre Armee / F.Schlosser, N. T. Long // Annales de l'Inst. Techn. du Batim. Et des Tpavaux Publ. – 1973. – № 304. – pp. 103-120.

140. Scott, R.F. Plasticity and constitutive relations in soil mechanics / R.F. Scott // Journal of geotechnical engineering. – 1985. – Vol. 111. – No.5. – pp. 563–605.

141. Scott, R.F. Stress-deformation and strength characteristics / R.F. Scott, H.Y. Ko // Proceed of the 7th int.conf. on soil mech.and found.engin.–1969.–Vol. 1.–pp.1–49.

142. Shibuya, S. The significance of local lateral-strain measurement of soil specimens for a wide range of strain / S. Shibuya, C-S. Park, F. Tatsuoka, F. Abe, S. Teachavorasinskun, Y. Kohata, T. Sato // Soil and foundations : Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1994. – Vol. 34. – No.2. – pp. 95–105.

143. Shein, A.I. Numerical study of short reinforced concrete beams / A.I. Shein, O.V. Snezhkina, R.A. Ladin // Contemporary Engineering Sciences. – 2015. – T. 8. – № 9. – C. 361–365.

144. Soil Nail / Geosynthetic technical documents. International Web Site. TENAX. – 16. 01. 2001.

145. Sridharan, A. Model tests on reinforced soil mattress on soft soil / A. Sridharan, B.R. Srinivasa Murthy e.a. // XII ICSMFE. – 1989. – V. 3. – pp. 1765–1768.

146. Structure CAD – SCAD 7.31.

147. Tatsuoka, F. Failure and deformation of sand in torsional shear / F. Tatsuoka, S. Sonoda, K. Hara, S. Fukushima, T.B.S. Pradhan // Soils and Foundation. – 1986. – Vol. 26. –No. 4. – pp. 79–97.

148. Tatsuoka, F. On the angle of interface friction for cohesionless soils / F. Tatsuoka // Soils and Foundation. – 1985. – Vol. 25. – No. 4. – pp. 135–141.

149. Verma, B.O. Bearing capacity tests on reinforced sand subgrades / B.O. Verma, A.N.R. Char // Journal of Geotechnical Engineering. – 1986. – Vol. 112. – № 7. – pp. 701–707.

150. Wong, R.K.S. Determinations and uses of strain distributions in sand / R.K.S. Wong, J.R.F. Arthur // Geotechnical Testing Journal. – 1985. – Vol. 8. – No. 3. – pp. 101–110.

151. Wroth, C.P. The behaviour of normally consolidated clay as observed in undrained direct shear tests / C.P. Wroth // Geotechnique. – 1987. – Vol. 37 – No. 1. – pp. 37–43.

152. Wu, W. On some issue in triaxial extension tests / W. Wu, D. Kolymbas // Geotechnical Testing Journal. – 1991. – Vol. 14. – No. 3 – pp. 276–287.

153. Yamamoto, K. Microscopic observation on progressive failure of reinforced foundations / K. Yamamoto, J. Otani // Soil and foundations : Japanese Geotechnical Society. – 2001. – Vol. 41. – No.1. – pp. 25–37.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ВВЕДЕНИЕ	4
1. ОБЗОР И АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ И ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ.....	5
1.1. Взаимодействие фундаментов с основанием	5
1.2. Методы расчета гибких фундаментов.....	16
1.3. Механические свойства армированных оснований.....	25
1.4. Влияние армирования на прочность и деформируемость грунтовых оснований	32
1.5. Анализ экспериментальных исследований армированных оснований и постановка задачи собственных исследований.....	45
2. ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ ГРУНТОВ	49
2.1. Прочность грунтов	49
2.2. Условия прочности грунта	52
2.3. Инварианты напряжений.....	53
2.4. Геометрическое представление напряженного состояния и инвариантов.....	55
2.5. Условия прочности в инвариантах напряжений.....	57
2.6. Траектории нагружения и их влияние на прочностные свойства грунтов	61
2.7. Прочностные свойства армированных грунтов	77
3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ АРМИРОВАННЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ	90
3.1. Свойства песка.....	90
3.2. Методика подготовки образцов-близнецов песчаного грунта.....	92
3.3. Приборы, применяемые при определении механических свойств грунтов.....	97
3.4. Методика испытания грунтов при различном напряженном остоянии в приборе трехосного сжатия и сдвиговом приборе.....	105
3.5. Исследование механических свойств песка при различном напряженном состоянии.....	109
4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СИСТЕМЫ «КОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТА – ОСНОВАНИЕ» В УСЛОВИЯХ ПЛОСКОЙ ДЕФОРМАЦИИ	121
4.1. Методика экспериментального исследования системы «гибкий фундамент – основание»	121

4.2. Анализ результатов экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния песчаного основания и модели гибкого фундамента.....	126
4.3. Экспериментальное исследование взаимодействия системы «жесткий фундамент – основание»	132
5. РАСЧЕТ ГИБКИХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ И АРМИРОВАННОМ ОСНОВАНИЯХ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА	139
5.1. Основные положения метода конечных элементов.....	139
5.2. Уравнения механики сплошной среды и метода конечных элементов	143
5.3. Численный расчет системы «основание – фундамент»	147
6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА ЖИЛОГО ДОМА МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММ SCAD И ANSYS	165
6.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства	165
6.2. Нагрузки на фундамент	167
6.3. Выбор расчетной схемы основания.....	170
6.4. Расчет с использованием гипотезы коэффициента постели.....	170
6.5. Расчет фундаментной плиты с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства и приведенным модулем деформации.....	176
6.6. Расчет фундаментной плиты с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства на неоднородном грунтовом основании.....	181
6.7. Сравнение результатов расчета	185
6.8. Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов.....	185
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	188
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	190

Научное издание

Хрянина Ольга Викторовна

СОВМЕСТНАЯ РАБОТА ГИБКОГО ФУНДАМЕНТА
С АРМИРОВАННЫМ ОСНОВАНИЕМ

Монография

В авторской редакции

Верстка Т.А. Лильп

Подписано в печать 21.11.16. Формат 60×84/16.

Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.

Усл.печ.л. 11,86. Уч.-изд.л. 12,75. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.

Заказ №740.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.