

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Тамбовский государственный технический университет»

В. В. Леденёв

**ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ
ПРИ СЛОЖНЫХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ
(ОПЫТЫ)**

В двух томах

Т о м 1

*Рекомендовано Научно-техническим советом университета
в качестве монографии для научных работников,
аспирантов и магистрантов строительного профиля*



Тамбов
Издательство ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
2015

УДК 624.151
ББК Н58-02
ЛЗ9

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой
«Конструкции зданий и сооружений» ФГБОУ ВПО «ТГТУ»

В. П. Ярцев

Кандидат технических наук, профессор кафедры
«Строительные конструкции, основания и фундаменты»
ФГБОУ ВПО «ВГАСУ»

С. В. Иконин

Леденёв, В. В.

ЛЗ9 Основания и фундаменты при сложных силовых воздействиях (опыты) : монография для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля : в 2 т. / В. В. Леденёв. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015.

ISBN 978-5-8265-1440-5.

Т. 1. – 2015. – 384 с. – 400 экз. – ISBN 978-5-8265-1439-9.

Приведены результаты лабораторных опытов с моделями круглых и кольцевых штампов при действии на них плоской системы статических сил на наклонном сжимающем слое, то же на слое равномерной по площади сжимаемости при действии плоской системы циклических нагрузок.

Рассмотрены результаты экспериментов на основании, усиленном различными армирующими элементами.

Получены эмпирические зависимости между влияющими параметрами. Даны практические рекомендации.

Предназначена для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля.

УДК 624.151
ББК Н58-02

ISBN 978-5-8265-1439-9 (т. 1) © Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВПО «ТГТУ»), 2015
ISBN 978-5-8265-1440-5 © Леденёв В. В.

ОСНОВНЫЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

γ, ρ – удельный вес и плотность грунта;
 γ_d, ρ_d – удельный вес и плотность в сухом состоянии;
 ω, ω_L – влажность естественная и на границе текучести;
 ω_p – влажность на границе раскатывания;
 c – удельное сцепление грунта;
 φ – угол внутреннего трения грунта;
 E – модуль общей деформации грунта;
 α_E – степень изменчивости сжимаемости основания;
 e – коэффициент пористости грунта;
 C_u – коэффициент неоднородности основания;
 F_x, F_y, F_z – проекции силы на оси координат;
 F_u – величина разрушающей нагрузки;
 $\bar{F} = F / F_u$ – уровень нагрузки;
 p – среднее давление под подошвой фундамента;
 p_u – пиковое значение давления;
 p_{s1} – начальное просадочное давление;
 $N = \sigma / (\gamma b)$ – число моделирования;
 R – расчетное сопротивление грунта;
 δ – угол наклона силы к вертикали;
 e_i – эксцентриситет силы в направлении координатных осей;
 $e_0 = e / R, e_{0b} = e_b / b, e_{0l} = e_l / l$ – относительные эксцентриситеты;
 M_b – проекции векторов моментов на оси координат;
 d, R – диаметр и радиус фундамента;
 h_f – глубина заложения фундамента;
 R_{in} – внутренний радиус кольцевого штампа;
 $\lambda = h / d, \lambda = h / b$ – относительная глубина заложения фундамента;
 h' – высота приложения силы над поверхностью основания;
 $\lambda' = h' / d$ – относительная высота приложения горизонтальной силы;
 s_i, u_i – осадка и горизонтальное перемещение центра тяжести поперечного сечения на уровне поверхности основания в направлении координатных осей;
 s_u, u_u, i_u – перемещения фундамента, предшествующие разрушающей нагрузке;

$\bar{s}_i = s_i / s_{ui}, \bar{u}_i = u_i / u_{ui}, \bar{i}_i = i_i / i_{ui}$ – уровни перемещений;
 $\bar{s}_i = s_i / d; \bar{u}_i = u_i / d$ – относительные перемещения центра тяжести поперечного сечения на уровне поверхности основания в направлении координатных осей;
 x_c, y_c, z_c – координаты мгновенного центра вращения;
 s_f – осадка фундамента при пиковой нагрузке;
 $\tau_{f.st}$ – стандартное сопротивление сдвигу;
 $\tilde{\tau} = \tau / \tau_{f.st}$ – уровень касательного напряжения;
 γ_f – сдвиговая ползучесть;
 $\omega(t)$ – мера сдвиговой ползучести;
 ε_{pl} – пластическая деформация;
 ε_{el} – упругая деформация;
 ε_{cr} – деформация ползучести;
 ε_{vcr} – деформация виброползучести;
 $\varepsilon_u(N)$ – предельные деформации при усталостном характере разрушения;
 θ, γ – объемная и сдвиговая деформации;
 θ', γ' – объемная и сдвиговая пластические деформации;
 K, G – модули объемного сжатия и сдвига;
 BCR – коэффициент несущей способности (отношение увеличенного значения q_u заглублением фундамента или армированием основания к несущей способности незаглубленного фундамента на неармированном основании);
 A_s, E_s – площадь поперечного сечения и модуль упругости арматуры;
 L, n – длина арматуры и число арматурных слоев;
 S_s – расстояние между осями армирующих элементов;
 ω – ширина армирующего элемента;
 $\bar{\omega} = \omega / S_s$ – относительное расстояние между стержнями;
 D_{ef} – эффективная глубина армирования, т.е. глубина, ниже которой установка армирующих элементов не приводит к заметному увеличению несущей способности основания;
 N, n – число циклов многократно повторной нагрузки;
 $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ – коэффициент асимметрии цикла;
 s_c, u_c, i_c – перемещения фундамента за счет действия многократно повторной нагрузки;
 s'_c, u'_c, i'_c – скорости перемещений фундамента при действии многократно повторной нагрузки.

ВВЕДЕНИЕ



Автор в течение 48 лет исследовал взаимодействие заглубленного фундамента с основанием при действии в общем случае внецентренной наклонной силы. По результатам экспериментов были опубликованы две монографии [15, 16]. Данная работа является продолжением ранее выполненных. В ней автор акцентировал внимание на учете реальных условий работы оснований, фундаментов и надземных конструкций.

В ряде случаев основание состоит из наклонно расположенных слоев разной сжимаемости, на их контакте часто повышенная влажность и пониженное сопротивление сдвигу. Известны примеры разрушений и недопустимых деформаций вследствие смещений несущего слоя или фундаментов по подстилающему. Для обеспечения требований СНиП 2.02.01–83* по относительной разности осадок соседних фундаментов необходим более надежный прогноз поведения основания при сложных силовых воздействиях. Рассмотрены сложные экспериментальные задачи о действии на жесткий незаглубленный штамп внецентренной наклонной силы при разных углах наклона и разной глубине и воздействия жесткого подстилающего слоя.

Нагрузки на строительные конструкции и основания в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений изменяются неравномерно во времени и в пространстве. Это разнообразные силовые (регулярные и нерегулярные), температурные, коррозионные воздействия и др. Учесть реальную загруженность конструкций и оснований довольно сложно. Она, кроме того, зависит от жесткости несущих и ограждающих элементов, узлов их сопряжений. Жесткость является переменной величиной. Приблизить вычисленные перемещения фундаментов к реальным можно, учитывая совместную работу основания с подземной и надземной частями зданий [3, 6, 13, 14] и др. При проектировании гидротехнических и подземных сооружений это в отдельных случаях осуществляется [13]. Из всего многообразия силовых воздействий на основания рассмотрено влияние циклических нагрузок. К этой задаче мы обращались и раньше [15, 16]. Проведенные автором обследования деформированных зданий показали, что влияние многократно повторных нагрузок от движения транспорта, кранов, механизмов, от давления воды и ветра существенно и это необходимо учитывать при расчете основания, например, путем введения коэффициентов условий работы.

Еще в меньшей степени изучена циклическая долговечность оснований и фундаментов. Эксперименты проводили в период с 1988 по 1993 гг. Это законченные самостоятельные исследования и в книге они представлены отдельно.

Большое внимание в литературе [6, 14, 15] и в наших исследованиях уделено повышению эффективности проектных решений, и в первую очередь, снижению стоимости и материалоемкости строительства с обеспечением требуемой долговечности и надежности. Внедрение рамных и кольцевых [1, 2, 16] фундаментов позволяет получить экономичное решение. Кольцевые фундаменты применяют при возведении труб, разнообразных башенных и мачтовых сооружений. Ошибки при проектировании и строительстве приводят к тяжелой катастрофе. На основания передаются нестационарные воздействия от порывов ветра. В общем случае на грунт действуют знакопеременные наклонные внецентренные динамические нагрузки. Эксперименты с кольцевыми фундаментами преимущественно проводились на действие осевой вертикальной нагрузки, значительно реже – на действие моментной. В книге приведены результаты опытов с незаглубленными жесткими кольцевыми штампами, нагруженными статической внецентренной наклонной силой.

Большие возможности регулирования напряжений и перемещений в основании открываются при его армировании. Эффективность этого способа усиления грунта доказана при возведении дорог и подпорных сооружений в целом ряде стран мира. Армирование грунта осуществляли с древнейших времен, но пока это малоизученный конструктивный композитный материал. Первые эксперименты нами поставлены более 15 лет назад в ВИСИ. Затем автор неоднократно возвращался к этому вопросу, систематические лабораторные эксперименты вместе с В. М. Антоновым проводили в последние 5 лет. Основной задачей проведенных и дальнейших экспериментов является поиск оптимальных вариантов армирования, разработка и внедрение новых материалов, методов расчета и проектирования, эффективных технологий возведения, определение областей применения.

Особенности деформирования и разрушения основания подробно рассмотрены в [15, 16]. Позднее получены интересные, на наш взгляд, дополнительные данные о характере взаимодействия заглубленных моделей фундаментов с песчаным основанием. Эти данные и ранее выполненные (в проведении отдельных экспериментов участвовал С. В. Иконин), но не опубликованные.

В технической литературе описаны преимущественно реологические свойства глинистых талых и мерзлых грунтов (например, в [4, 13]). Ползучесть, релаксация и длительная прочность песчаных грунтов мало

изучена [4, 13]. Некоторые результаты опытов на ползучесть описаны в [15 – 17]. В книге приведен новый экспериментальный материал, полученный при испытании штампов на воздушно-сухом песке.

Разработка метода расчета оснований по двум группам предельных состояний с учетом работы подземной и надземной части здания или сооружения, реальных условий эксплуатации представляет чрезвычайную сложность. Даже введение значительных упрощений и сведение задачи к расчету основания жесткого заглубленного цилиндрического фундамента на действие произвольной плоской системы сил не приводит к простому решению. Применение метода конечных элементов, использование современных ЭВМ позволяет успешно решить отдельные задачи механики грунтов [1, 6, 8, 10 – 12, 14].

Для расчета заглубленных фундаментов по деформациям часто используют уравнения Р. Миндлина для сосредоточенной силы вблизи границы упругого полупространства. Как известно, грунт незначительно сопротивляется растяжению, чем сжатию. Применение задачи Р. Миндлина к расчету оснований приводит почти к двойному уменьшению перемещений. Несмотря на это, автор раньше совместно с Р. С. Шеляпиным и А. И. Ананьиным решил ряд задач для заглубленных штампов с использованием решения Р. Миндлина. Позднее автором рассмотрена приближенная задача о действии на заделанный в грунт прямоугольный штамп внецентренной вертикальной силы. С. В. Иконин значительно усовершенствовал это решение, рассмотрев цилиндрический заглубленный фундамент и использовав метод потенциала. По разработанной С. В. Икониним программе был совместно решен и проанализирован ряд частных случаев [Леденёв В. В. Несущая способность и перенесение заглубленных фундаментов при действии плоской системы сил: дис. ... д-ра техн. наук. Воронеж, 1998. 495 с.].

В процессе строительства и эксплуатации зданий или сооружений на основания, фундаменты и строительные конструкции действует комплекс неблагоприятных факторов. Это ошибки при проектировании, строительстве и эксплуатации, замачивание грунтов основания, насыщение грунтовых вод маслами, технологическими растворами, воздействие динамических нагрузок, повышенных температур, механические и коррозионные повреждения конструкций и др. Все это, как правило, не учитывается при проектировании. Накопление дефектов приводит к преждевременному износу конструкций, появлению недопустимых деформаций, а в отдельных случаях, и к разрушению. Показаны причины, снижающие долговечность зданий. Приведены примеры недопустимых деформаций оснований, фундаментов, строительных конструкций, возникающих при более сложных условиях работы, чем

приняты в проектах. Перечислены ошибки проектировщиков, строителей и эксплуатационников.

В книге рассмотрены разнообразные проблемы научно-исследовательской работы. Некоторые из них обозначены, приведены отдельные наблюдения автора. Этим мы стараемся привлечь молодых ученых к решению актуальных, на наш взгляд, задач.

В последнее время издан ряд фундаментальных работ по механике разрушения материалов [17]. По нашему мнению, включение основ теории разрушения в учебные планы является необходимым. Автор читает в ФГБОУ ВПО «ТГТУ» курсы лекций по железобетонным конструкциям, авариям в строительстве, проектированию зданий и сооружений в особых условиях, испытанию конструкций, в которых отводится значительное внимание этому вопросу. Важнейшим направлением в фундаментостроении явилось бы прогнозирование изменения свойств грунтов и материала фундаментов при изменении условий эксплуатации. В отдельных научных направлениях [4, 6, 13] здесь достигнуты существенные результаты.

Совершенствование метода расчета армированных оснований тесно связано с характером деформирования и разрушения основания, с особенностями совместной работы армирующих элементов с основанием.

Эффективность усиления основания армированием определяется комплексом оптимальных параметров по уплотнению, армированию и технологии ведения работ.

Развитие экспериментальных исследований оснований и фундаментов сдерживается из-за отсутствия необходимых приборов и оборудования. Используются в основном приборы и установки, изготовленные самими исследователями. В машиностроении применяют автоматические испытательные комплексы и используют высокоточные и надежные приборы [12].

В заключении автор хотел бы отметить поддержку сотрудников кафедры «Конструкции зданий и сооружений» ФГБОУ ВПО «ТГТУ», помощь студентов при проведении экспериментов и оформлении книги.

Глава 1

СТРОИТЕЛЬСТВО НА ОСНОВАНИЯХ С НАКЛОННЫМ ПОДСТИЛАЮЩИМ СЛОЕМ

1.1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

Наклонные прослои глинистых и песчаных грунтов приводят к неучтенным деформациям основания, появлению трещин в подземных и надземных конструкциях. В ряде случаев сдвиги по плоскостям напластования слоев с разными свойствами вызывали аварии и катастрофы в гидростроении, мостостроении, промышленном и гражданском строительстве. Одной из наиболее ужасных катастроф в гидротехническом строительстве явился оползень объемом 240 млн. м³, обрушившийся в водохранилище Вайонт (Италия) [3]. Катастрофа произошла вследствие неблагоприятных геологических условий (крутой склон, сложенный трещиноватыми известняками с прослоями слабых глинистых сланцев) и подъема уровня грунтовых вод из-за заполнения водохранилища и затяжных дождей. Масса грунта сместилась по прослойке с левого берега менее чем за 30 с. Огромная волна пересекла за 10 с двухкилометровое ложе. Страшный воздушный удар, вызванный оползнем, сопровождавшийся подсосом вода и грунта, способствовал образованию волны высотой 270 м над уровнем водохранилища. Гидравлический удар и последующая декомпрессия вызвали разрушения. Вода поднялась над гребнем плотины на 100 м и волна 70-метровой высоты захлестнула г. Лонгорон, расположенный в одной миле вниз от плотины.

Сдвиги фундаментов устоев мостов по наклонным линзам или вместе с линзами описал А. А. Луга. Под действием размыва, динамических нагрузок от поездов и постепенного увлажнения слабых глин происходило нарушение устойчивости сооружений вместе с прилегающим грунтом.

Деформации здания на сжимаемом слое переменной толщины описаны в [6]. Исследования проводили [1, 2, 4 – 6, 8 – 11].

Коэффициент трения скольжения грунтовых масс по смачиваемым поверхностям на границе крутопадающего геологического слоя по Н. Н. Маслову может иметь величину 0,1...0,15. Вследствие этого требуется проверка устойчивости против сдвига, например, по методу Маслова–Берера.

Автор неоднократно встречался со случаями возведения зданий и сооружений на основаниях, имеющих наклонные линзы или слои, обследовал деформированные по этой причине здания (см. пример в гл. 7).

Фундаменты, нагруженные осевой вертикальной силой, получают крен и горизонтальное смещение по направлению наклона подстилающего слоя (рис. 1.1). В надземных конструкциях и узлах сопряжений появляются недопустимые трещины.

Онопа И. А. и Кананян А. С. экспериментально исследовали [8] напряженно-деформированное состояние песчаного основания ($\rho_d = 1,64 \text{ г/см}^3$, $e = 0,63$; $\varphi = 34^\circ$; $c = 3 \text{ кПа}$, $E = 20 \text{ МПа}$) переменной толщины ($H/B = 0,5; 1; 1,5$). Угол наклона подстилающего слоя $\alpha = 10^\circ$ и 20° . Центральную вертикальную нагрузку передавали через жесткий металлический штамп в стальном лотке размером $100 \times 100 \times 53 \text{ см}$.

Осадка края штампа с большей толщиной сжимаемого слоя s_n была больше, чем противоположного s_l . Отношение s_l/s_n при $H/B = 0,5; 1; 1,5$ и $\alpha = 20^\circ$ соответственно составило 0,71; 0,91 и 0,96. Для $\alpha = 10^\circ$ эти соотношения равнялись 0,86; 0,95 и 0,96. Вследствие этого возникал крен штампа. В опытах наблюдали горизонтальное перемещение штампа в сторону от вершины. Под подошвой формировались несимметричная эпюра контактных напряжений: меньшей толщине грунтового основания соответствовали большие контактные напряжения. Для $\lambda = 0,5$ подсчитаны объемы эпюр контактных напряжений под подошвой штампа и по поверхности жесткого слоя. При $p = 0,1 \text{ МПа}$ объем эпюр напряжений по поверхности жесткого слоя уменьшился на 40%, а при $p = 0,4 \text{ МПа}$ – на 60%.

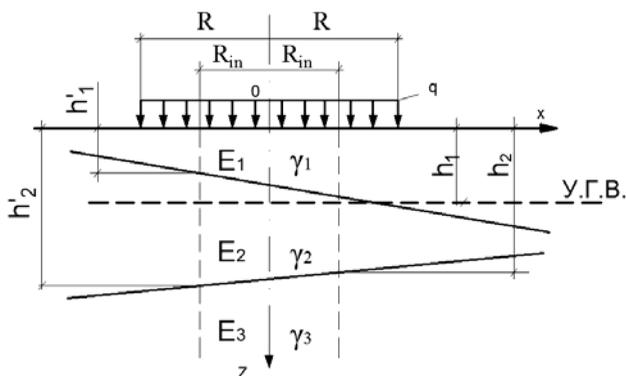


Рис. 1.1. Основание с наклонными подстилающими слоями

В [4] приведено решение задачи о расчете неоднородных оснований, учитывающее одновременное существование зон допредельного и предельного состояния. Для описания упругопластических деформаций принята модель Друккера–Прагера. Расчеты выполнены для разных углов падения α и толщин σ слабого слоя при различном расстоянии, и от края загруженной полосы до места выхода слабого слоя на поверхность.

Изолинии вертикальных смещений осесимметричны, а их максимумы смещаются в сторону падения слабого слоя (рис. 1.2, а). Максимальные горизонтальные смещения наблюдаются в слабом слое вблизи загруженной полосы (рис. 1.2, б). С ростом нагрузки концентрация деформаций в слабом слое увеличивается. Выпор грунта происходит в зоне выхода слабого слоя на свободную поверхность. Деформирование основания заключается в сжатии слабого прослоя, раздвижении слабого слоя вниз и вверх по падению, выдавливании слабого слоя на свободную поверхность. Наклонное залегание слабого слоя приводит к увеличению осадок с уменьшением угла α , и к уменьшению критических нагрузок. Наибольшее влияние наклонного слабого слоя наблюдается, когда угол наклона его составляет 30 и 45° и выходит вблизи от фундамента. Устройство под фундаментом подушки из тощего бетона или песчано-гравийной смеси может уменьшить или даже утратить влияние слабого наклонного слоя.

Рассмотрим особенности деформирования концентрического и неконцентрического гибкого штампа кольцевой формы на упругом клиновидном основании с жестким подстилающим слоем [2]. В случае неконцентрического штампа центр внутреннего круга радиуса a_1 сдвигается относительно центра внешней окружности на расстояние ϵ в направлении, перпендикулярном ребру клина.

Вертикальное перемещение любой точки $N(x, y)$ горизонтальной поверхности $x \geq 0$; $-\infty < y < +\infty$ клиновидного основания, ребро которого совпадает с осью oy , определяется по формуле

$$W(x, y) = \iint_F \omega(x, y, \xi, \eta) p(\xi, \eta) d\xi d\eta,$$

$$\omega(x, y, \xi, \eta) = \frac{1-\nu}{2\pi G} \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R_1} \sum_{k=1}^4 \frac{\alpha_k}{(R/R_1)^2 + (Kb)^2} \right) -$$

фундаментальное решение для вертикальных перемещений горизонтальной грани клина, полученное [10] численно при использовании метода фиктивных сил в сочетании с методом коллокаций; k, b – коэффициенты, зависящие от α и μ ; $k = 1,4$; ξ, η – координаты точки

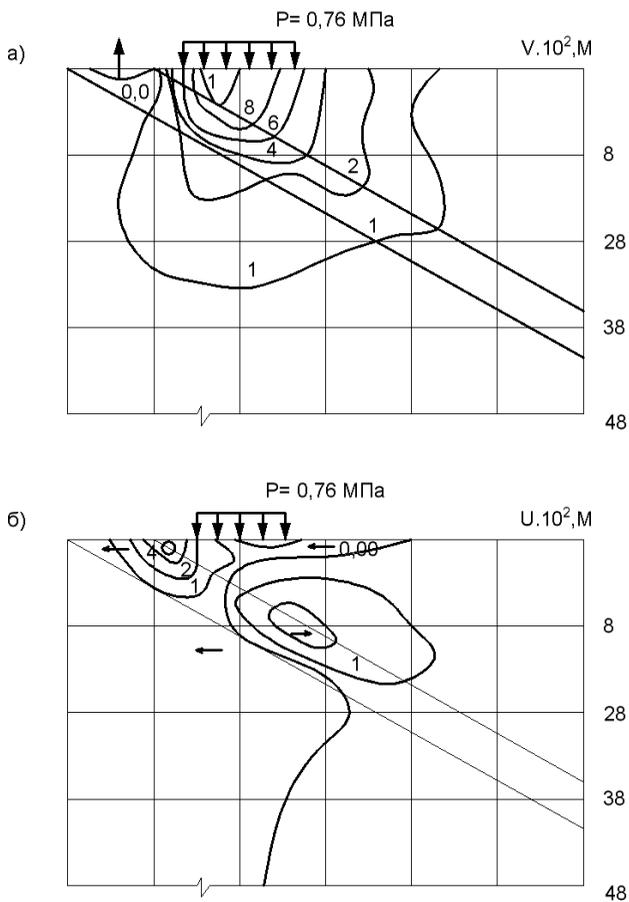


Рис. 1.2. Изолинии вертикальных (а) и горизонтальных (б) смещений неоднородного с наклонным ($\alpha = 30^\circ$) слабым слоем основания (из [4])

приложения единичной сосредоточенной силы; x, y – координаты точки наблюдения; α – угол наклона жесткого основания; ν – коэффициент Пуассона; $G = E / (2(1 + \nu))$ – модуль сдвига;

$$R = \sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}; \quad R_1 = \sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}.$$

Для реализации численного интегрирования производится дискретизация области F на n элементарных четырехугольных фрагмен-

тов $\sum F_j$ ($j=1, 2, \dots, n$). После введения в пределах каждого фрагмента локальных координат s_1 и s_2 уравнение представлено в виде

$$\omega \sum_{i=1}^n \iint_{\Omega} \omega(x, y, s_1, s_2) p(s_1, s_2) \frac{D(\xi, \eta)}{D(s_1, s_2)} ds_1 ds_2,$$

где Ω_d – стандартный квадрат или симплекс, связанный с фрагментом.

Штамп концентрической формы разбивали n концентрическими кругами и лучами, выходящими из центра. Для разбиения неконцентрического штампа применили дробно-линейную функцию комплексной переменной $V = (AZ - 1) / (A - Z)$, комфортно отображающей концентрическое кольцо в неконцентрическое.

На рисунках 1.3, 1.4 приведены результаты расчета.

Рис. 1.3. Изолинии относительных осадок $\frac{w}{a} 10^2$ под гибким неконцентрическим штампом при:
 $\nu = 0,3; \varepsilon = 0,3; a_1 = 0,5a$ (a)

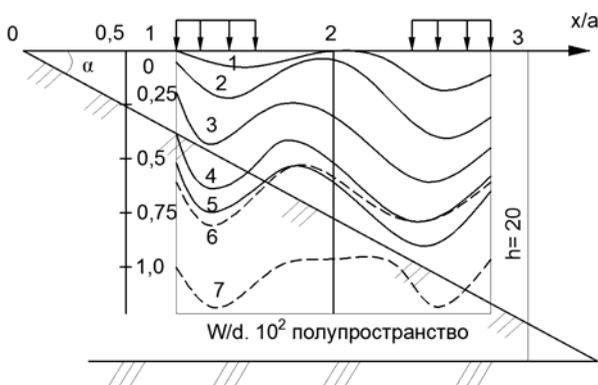
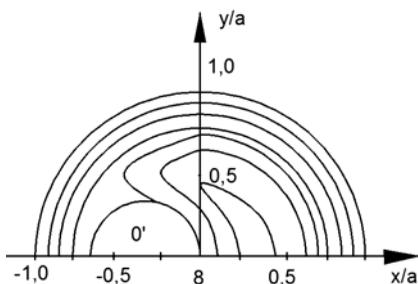


Рис. 1.4. Эпюры относительных осадок $\frac{w}{a} 10^2$ под гибким концентрическим штампом на клиновидном упругосжимаемом слое:
 $\nu = 0,25; a_1 = 0,5\alpha$ при α (град): 5, 15, 30, 45, 60, 0 ($l - 7$)

1.2. ЭКСПЕРИМЕНТЫ СО ШТАМПОМ НА ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ

При действии на штамп с жестким наклонным подстилающим слоем в основании осевой вертикальной нагрузки происходит его осадка, крен и горизонтальное перемещение. Изменяя эксцентриситет или угол наклона нагрузки, можно значительно уменьшить крен и горизонтальное перемещение штампа.

1.2.1. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ОПЫТОВ

В описываемых ниже 167 опытах рассмотрены случаи действия на жесткий круглый штамп диаметром 125 мм плоской (вдоль оси x , рис. 1.5) системы сил. Штамп – металлический, шероховатый.

Относительный эксцентриситет $e_{ox} = e_x/R$ (e_x – эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки, R – радиус штампа) принимали равным $\pm 0,125$; $\pm 0,25$, в отдельных случаях $\pm 0,5$; угол наклона нагрузки к вертикали $\sigma = \pm 15^\circ$; $\pm 22^\circ 30'$ в отдельных сериях опытов $0 \leq \sigma \leq 37^\circ 30'$; относительный эксцентриситет в направлении оси y при знакопеременном нагружении внецентренной нагрузкой $e_{oy} = \pm 0,3$. Штамп располагали на поверхности основания.

Сжимаемый слой песчаного основания характеризовался плотностью укладки ($\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$ при $\omega = 0$), углом наклона грани клина $\alpha = 0$; 10 ; 20 ; 30° ; относительной толщиной слоя песка под центром штампа $\lambda = h/d$ (h – толщина сжимаемого слоя под центром штампа; d – диаметр штампа), коэффициентом трения между песком и условно несжимаемым подстилающим слоем. В качестве последней характеристики основания удобно принимать $k = \text{tg}\varphi_0/\text{tg}\varphi$ (φ – угол внутреннего трения песка). За несжимаемый наклонный слой принимали положенный на слой песка шероховатый металлический диск толщиной 2 см и диаметром 50 см. Коэффициент трения песка о диск по опытам на плоский сдвиг при $\rho = \text{const}$ и ступенчато возрастающей до сдвига штампа горизонтальной нагрузкой примерно равен 0,5. Опасным является случай, когда коэффициент трения грунта по жесткому подстилающему слою мал. В одной серии опытов поверх металлического диска укладывали стекло, тем самым резко снижали $\text{tg}\varphi_0$. Нагрузку на штамп передавали рычагом и увеличивали ступенями до разру-

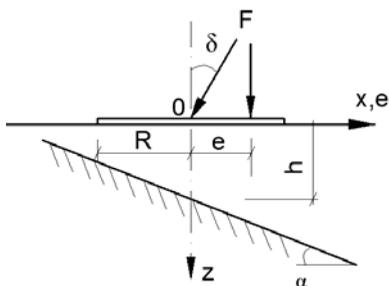


Рис. 1.5. Положительные направления нагрузки

шкий сдвиг при $\rho = \text{const}$ и ступенчато возрастающей до сдвига штампа горизонтальной нагрузкой примерно равен 0,5. Опасным является случай, когда коэффициент трения грунта по жесткому подстилающему слою мал. В одной серии опытов поверх металлического диска укладывали стекло, тем самым резко снижали $\text{tg}\varphi_0$. Нагрузку на штамп передавали рычагом и увеличивали ступенями до разру-

шения основания. Узел крепления рычага мог смещаться в вертикальном и горизонтальном направлениях. Это давало возможность устанавливать штамп в каждом опыте в середине лотка. В штампе были изготовлены пазы, в которые входил заостренный конец упорного элемента рычага. Повторность опытов в отдельных случаях достигала четырех. Определяли величину разрушающей нагрузки, осадку и горизонтальное перемещение штампа, его крен.

1.2.2. ОПЫТЫ ПРИ БОЛЬШОЙ ГЛУБИНЕ ЖЕСТКОГО ПОДСТИЛАЮЩЕГО СЛОЯ ($\lambda \geq 5$)

Результаты одного опыта при $e_0 = \delta = 0$ приведены на рис. 1.6.

Проведена серия опытов при $\bar{F} = \text{const}$ и ступенчато возрастающей до разрушения горизонтальной нагрузкой. Как видно из проведенных результатов двух опытов (рис. 1.7, а), горизонтальная нагрузка вызывала дополнительную осадку штампа. График зависимости разрушающей горизонтальной нагрузки от вертикальной (рис. 1.7, б) построен осреднением результатов трех параллельных опытов.

При действии на штамп осевой наклонной силы графики перемещений имели плавное криволинейное очертание, а величина разрушающей нагрузки резко снижалась с увеличением угла δ (рис. 1.8). Графики получены осреднением двух-трех параллельных опытов.

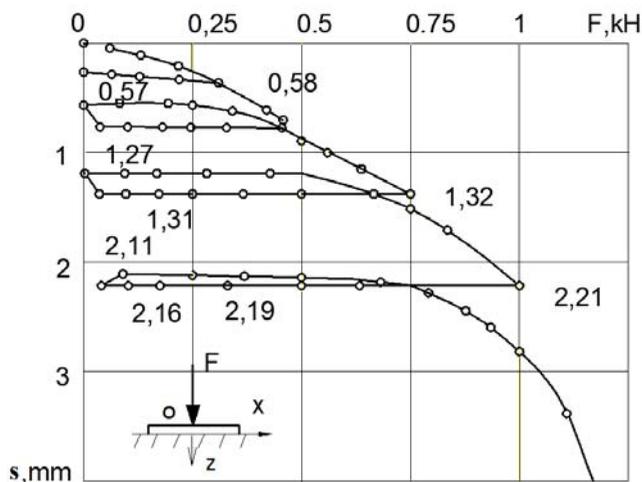


Рис. 1.6. Типичный график зависимости между нагрузкой на штамп и его осадкой

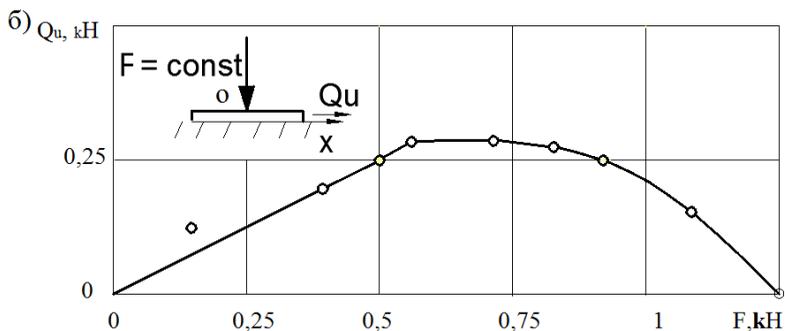
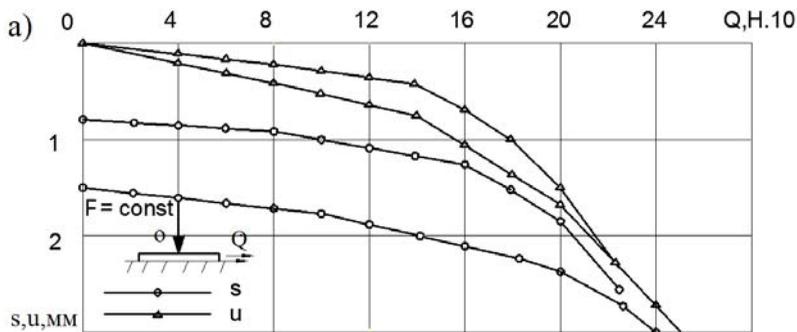


Рис. 1.7. Перемещения штампа при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузки (а); зависимость сдвигающей нагрузки от вертикальной (б) F (кН): 1 – 0,5; 2 – 0,7

На рисунке 1.8 представлены величины разрушающих нагрузок в зависимости от углов её наклона.

1.2.3. ОПЫТЫ НА ОСНОВАНИИ С ЖЕСТКИМ ПОДСТИЛАЮЩИМ СЛОЕМ

Величины разрушающих нагрузок. Несмотря на относительно невысокую плотность песка, во всех опытах была четко определена разрушающая нагрузка, при которой многократно возрастала осадка, происходил сдвиг штампа с выпором грунта из-под подошвы. Осредненные величины разрушающих нагрузок приведены в табл. 1.1.

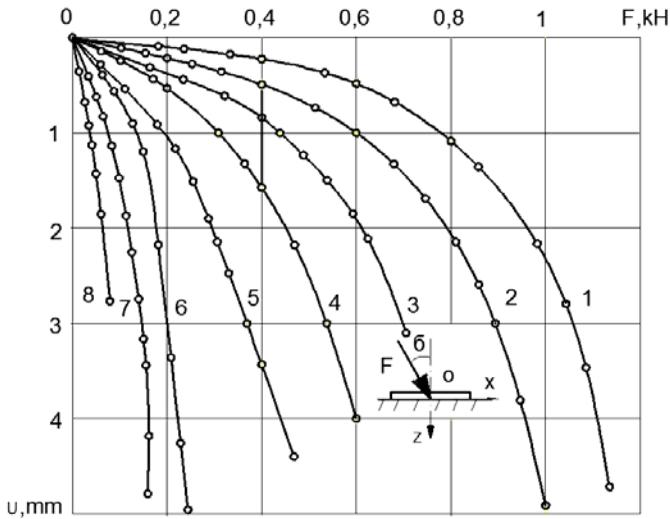


Рис. 1.8. Зависимость между нагрузкой и горизонтальными перемещениями штампа при δ (град):
 1 – 0; 2 – 7°30'; 3 – 15°; 4 – 18°45'; 5 – 22°30'; 6 – 26°15'; 7 – 30°; 8 – 37°30'

Таблица 1.1

λ	α , град	F , кН при e_0 и δ								
		e_0 ($\delta = 0$)					δ , град ($e_0 = 0$)			
		0	0,125	-0,125	0,25	-0,25	15	-15	22°30'	-22°30'
0	0	1,3	1,3	1,0	0,75	0,75	0,85	0,85	0,5	0,5
	0	1,85	1,4	1,4	1,05	1,0	1,1	1,1	0,6	0,6
0,5	10	1,9	1,5	1,55	0,9	1,0	1,25	1,2	1,15	0,55
	20	1,55	1,3	1,6	0,9	0,95	1,5	0,85	1,45	0,5
	30	1,40	1,1	1,65	0,8	0,9	1,75	0,75	1,65	0,45
1	0	1,45	1,15	1,15	0,9	0,9	1,05	1,05	0,55	0,55
	10	1,30	1,15	1,15	0,85	0,95	1,1	0,95	0,6	0,5
	20	1,15	1,20	1,2	0,80	0,9	1,15	0,9	0,7	0,45
	30	1,10	1,20	1,1	0,75	0,85	1,15	0,8	0,75	0,45
1,5	0	1,35	1,0	1,0	0,8	0,8	0,9	0,9	0,5	0,5
	10	1,3	0,9	0,95	0,75	0,8	0,9	0,9	0,5	0,5
	20	1,2	0,8	0,95	0,7	0,75	0,85	0,8	0,55	0,45
	30	1,2	0,7	0,9	0,65	0,75	0,8	0,7	0,6	0,45

Направление нагрузки к наклонному жесткому слою значительно влияет на величину разрушающей нагрузки при $\lambda = 0,5$. С увеличением λ влияние жесткого слоя резко снижается. Так, с увеличением λ от 0,5 до 0,75 ($\alpha = 20^\circ$, $\sigma = 15^\circ$) величина \bar{F} уменьшилась на 25%, а до λ от 0,5 до $\lambda = 0 \dots 1$ – в 2,3 раза.

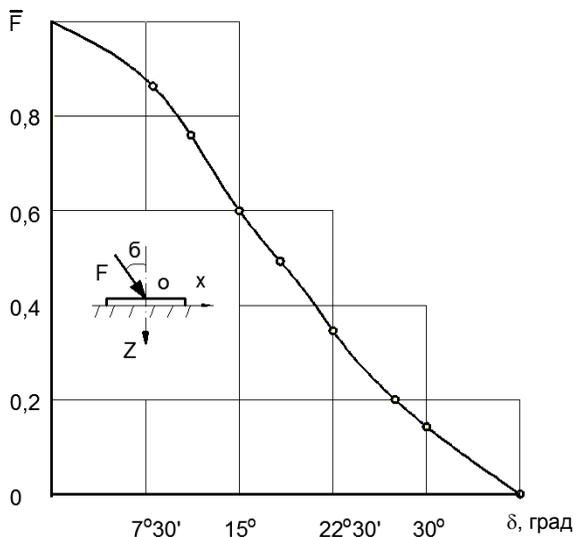


Рис. 1.9. Влияние угла наклона нагрузки на несущую способность основания

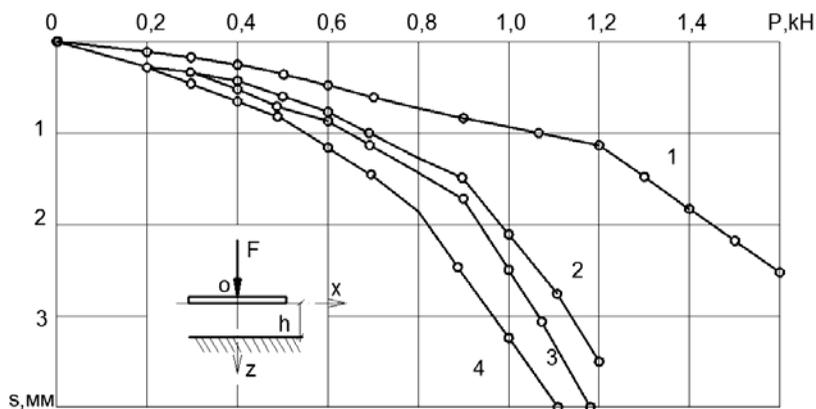


Рис. 1.10. Зависимость между нагрузкой и осадкой при $\alpha = 0$ и λ :
1 – 0,5; 2 – 1; 3 – 1,5; 4 – 3

Осадка штампа при вертикальной центральной и внецентральной нагрузке. При $\alpha = \delta = e_0 = 0$ осадки увеличивались с возрастанием λ (рис. 1.10). Так, для $F = 0,5$ кН и $\lambda = 0,5; 1; 1,5$ и 3 осадки (мм) соответственно равнялись: 0,35; 0,5; 0,68 и 0,73. Для 0,8 кН осадки (мм) равнялись: 0,62; 1,25; 1,53; 1,85. С увеличением угла α осадки штампа также возрастали (табл. 1.2).

Влияние знака эксцентриситета на осадку показано на рис. 1.11.

Осадка штампа при наклонной центральной нагрузке. С увеличением σ перемещения при равных нагрузках возрастали, а при равных \bar{F} уменьшались (табл. 1.3).

Таблица 1.2

$F,$ кН	$s, \text{ мм} \times 10^{-2}$ при λ											
	0,5				1,0				1,5			
	$\alpha, \text{ град}$											
	20		30		20		30		20		30	
	-0,25	0,25	-0,25	0,25	-0,25	0,25	-0,25	0,25	-0,25	0,25	-0,25	0,25
0,1	3	4	4	9	7	12	9	13	7	10	8	16
0,2	10	15	11	23	14	21	18	25	22	30	26	42
0,3	14	28	20	38	22	28	28	34	38	51	38	67
0,4	28	43	30	56	31	39	37	44	50	90	56	110
0,5	32	62	44	70	42	51	47	58	72	120	80	165
0,6	46	72	55	78	55	60	62	72	106	158	122	217
0,7	56	94	70	112	64	71	72	85	126	–	231	280
0,8	68	120	90	142	76	95	99	128	–	–	–	–
$e_0 = \delta = 0$												
0,2	22		27		85		32		23		32	
0,4	42		56		60		74		60		75	
0,6	75		100		130		148		92		129	
0,8	123		150		212		226		155		194	
1	185		296		315		–		274		298	

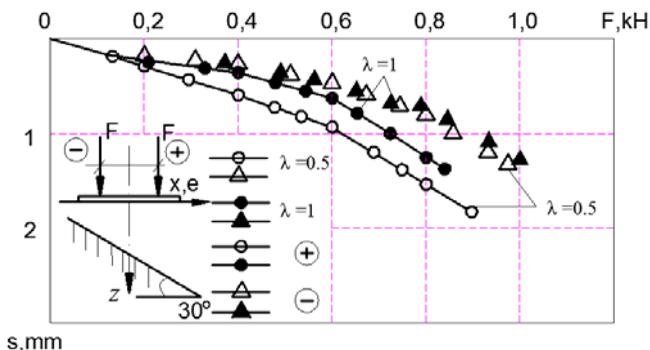


Рис. 1.11. Зависимость между осадками штампа и нагрузками при разных заглублениях подстилающего слоя

Таблица 1.3

δ, град	$s \times 10^{-2}$, мм, при $\alpha = \lambda = 0$ и \bar{F}					
	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
7°30'	31	68	90	115	146	178
15°	20	57	72	94	116	151
22°30'	7	26	47	59	67	88

Осадки штампа при $\lambda = 0,5$; $\delta = 15^\circ$ и $22^\circ 30'$; $\alpha = 20$ и 30° вдвое меньше осадок при других значениях α и λ .

Крен штампа при горизонтальном подстилающем слое и вертикальной внецентренной нагрузке. Результаты опытов даны в табл. 1.4.

Крен штампа, вычисленный по формуле 10 СНиП 2.02.01–83* для $F = 0,5$ кН, $E = 2,7$ МПа ($\Delta F = 0,6 - 0,4 = 0,2$ кН), $\kappa_z = 0,75$ и $e_0 = 0,125$ равен $0,4 \times 10^{-2}$, для $e_0 = 0,25$ и других таких же данных – $0,79 \times 10^{-2}$. Фактический крен больше расчетного в 1,5–2 раза.

Влияние знака нагрузки на перемещения штампа при наклонном подстилающем слое. Крены и горизонтальные перемещения при положительных эксцентриситетах (i_+ , u_-) во всех опытах были больше, чем при отрицательных (i_- , u_+). Перемещения при отрицательных углах δ во всех опытах были больше, чем при положительных (рис. 1.12). Средние результаты отдельных серий опытов при $\bar{F} \leq 0,8$ приведены в табл. 1.5.

Таблица 1.4

F, кН	$i \times 10^{-4}$ при $\alpha = 0$ и λ							
	0		0,5		1		1,5	
	e_0							
	0,125	0,25	0,125	0,25	0,125	0,25	0,125	0,25
0,2	25	43	25	35	27	38	16	36
0,3	43	56	40	73	45	72	32	68
0,4	64	76	61	102	65	104	48	110
0,5	85	27	82	160	84	142	68	165
0,6	114	18	110	200	96	171	52	256
0,7	140	–	140	248	118	231	124	–
0,8	170	–	220	327	195	313	174	–

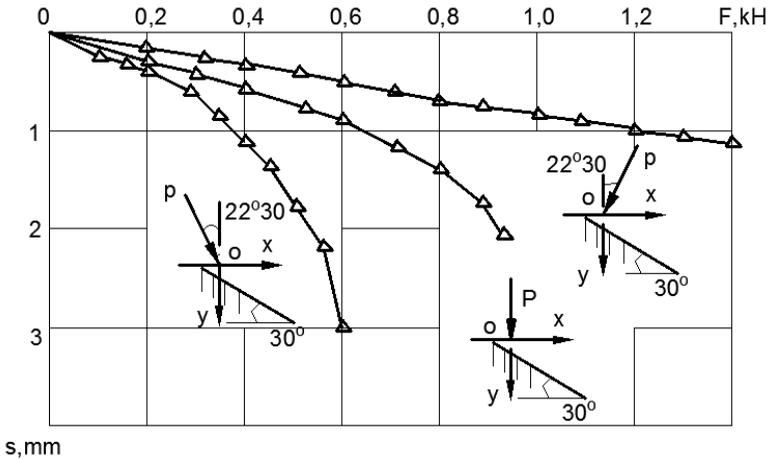


Рис. 1.12. Влияние направления и угла наклона центральной силы на горизонтальные перемещения штампа

Осадки при положительных эксцентриситетах больше, чем при отрицательных. Для $e_0 = 0,25$ и $\alpha = 20^\circ$; $s_+, s_- \approx 1,48$; для $e_0 = 0,25$ и $\alpha = 30^\circ$ $s_+, s_- = 1,7$.

Таблица 1.5

δ , град	e_0	λ :								
		0,5			1			1,5		
		α , град								
		10	20	30	10	20	30	10	20	30
i_+/i_-										
–	0,125	1,20	1,32	1,50	1,10	1,24	1,35	1,05	1,10	1,18
–	0,25	1,25	1,40	2,34	1,15	1,35	1,46	1,07	1,21	1,26
u_+/u_-										
–	0,125	xx	x	x	x	1,48	2,50	1,10	1,30	2,00
–	0,25	1,56	1,93	4,41	1,33	1,63	3,89	1,10	1,37	2,04
s_-, s_+										
15°	–	1,35	2,05	3,60	1,15	1,38	1,65	1,00	1,19	1,30
22°30'	–	1,05	1,30	1,44	1,00	1,10	1,18	1,10	1,00	1,15
u_-/u_+										
15°	–	1,72	1,19	xx	1,55	1,64	2,15	1,28	1,41	1,71
22°30'	–	2,13	9,00	7,50	1,00	1,15	1,35	1,00	1,00	1,10

Примечание: xx – горизонтальные перемещения равны нулю. Для всего интервала нагружения, x – то же до $F = 0,4$ кН.

Осредненные величины осадок при осевой вертикальной и внецентренной вертикальной нагрузками ($e_0 = 0,25$) и $F = 0,5$ кН совпали и равны 0,71.

Крен штампа при осевой и внецентренной (0,25) вертикальной нагрузках и наклонном подстилающем слое. Большие вертикальные перемещения получал край штампа большей толщиной сжимаемого слоя. Осредненные результаты опытов приведены в табл. 1.6.

Крен штампа при наклонной нагрузке. Величина крена мало зависела от λ и α . При $\delta = 15^\circ$ бóльшую осадку имел передний край штампа (рис. 1.13), т.е. крен был направлен по направлению проекции силы. Крен при $\delta = 22^\circ 30'$ в большинстве случаев был направлен в обратную сторону, т.е. бóльшую осадку имел задний край штампа. Величины кренов при нагрузках, предшествующих предельным, составляли

$(0,3...0,7) \times 10^{-2}$. В процессе увеличения нагрузки крен постепенно возрастал. Так, в опыте с $\lambda = 1$, $\alpha = 30^\circ$, $\delta = -15^\circ$ при нагрузках 0,2; 0,4; 0,6 кН крен равнялся 0,13; 0,28; 0,43 ($\times 10^{-2}$).

Таблица 1.6

F, кН	$i \times 10^{-4}$ при λ :								
	0,5			1			1,5		
	α , град								
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
$e_0 = \delta = 0$									
0,1	2	7	19	1	4	10	0	2	4
0,2	3	10	31	2	6	14	0	4	7
0,3	5	11	42	3	10	20	1	6	9
0,4	7	22	59	4	15	28	2	8	13
0,5	11	30	64	6	18	33	3	10	17
0,6	14	38	90	9	21	39	5	13	21
0,7	17	45	107	12	29	47	7	16	27
0,8	25	57	116	15	36	60	9	19	35
0,9	34	70	134	19	45	72	12	24	44
I	46	102	158	28	63	96	14	30	55
$\delta = 0, e_0 = 0,25$									
0,1	10	12	18	23	35	40	20	23	32
0,2	36	38	47	62	74	81	66	73	75
0,3	59	62	77	106	126	130	112	127	113
0,4	89	95	103	146	175	195	157	183	230
0,5	126	127	140	194	218	238	211	249	252
0,6	151	167	175	260	268	274	279	341	297
0,7	187	193	225						
0,8	251	240	285						

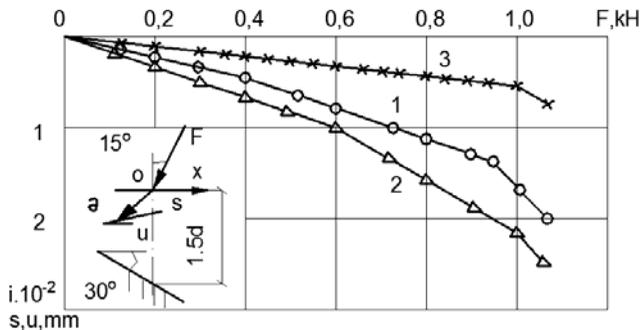


Рис. 1.13. Зависимость между осадкой 1, горизонтальным перемещением 2, креном 3 штампа и наклонной нагрузкой

Направление горизонтальных перемещений при наклонной центральной и вертикальной внецентренной нагрузках. В опытах при $\lambda = 0,5$; $\lambda = 10$ и 20° , $e_0 = -0,25$ горизонтальных перемещений штампа не было. Во всех других случаях при $e_0 = -0,125$ штамп смещался в отрицательном направлении оси x (рис. 1.14). Тогда $u = 0$ при $e_{oc} = -0,125/0$.

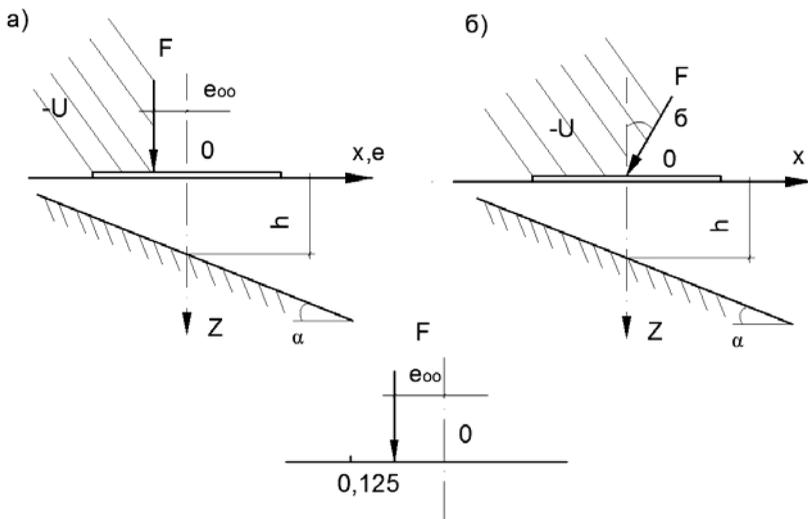


Рис. 1.14. Направление горизонтальных перемещений при вертикальной внецентренной (а) и наклонной центральной (б) нагрузках

Горизонтального перемещения штампа не было и при некотором положительном угле δ_0 . При повороте силы против часовой стрелки штамп смещался в отрицательном направлении оси x , по часовой – в положительном. Для $\lambda = 0,5$; $\alpha = 10^\circ$ и $\delta = 5^\circ$, $u = 0$.

Выделим характерные случаи направления перемещений:

- 1) $\lambda = \delta = 0$, $e_0 \neq 0$, u_1 – направлено в сторону эксцентриситета;
- 2) $\delta = e_0 = 0$, $\alpha > 0$, $u_2 > 0$;
- 3) $\delta = 0$, $\alpha > 0$, $e_2 > e_{0с}$, $u_3 > 0$;
- 4) $\delta = 0$, $\alpha > 0$, $e_0 < e_{0с}$, $u_4 < 0$;
- 5) $\alpha = e_0 = 0$, $\sigma \neq 0$, u_5 – направлено вдоль горизонтальной проекции силы;
- 6) $\alpha > 0$, $e_0 = 0$, $\delta < \delta_0$, $u_6 > 0$;
- 7) $\alpha > 0$, $e_0 = 0$, $\delta > \delta_0$, $u_6 < 0$.

Горизонтальные перемещения штампа при наличии горизонтального жесткого подстилающего слоя. В опытах λ (0,5...3) горизонтальные перемещения штампа при $e_0 = \text{const} = 0,25$ практически не зависели от величины относительного заглубления (рис. 1.15, а). Влияние относительного эксцентриситета при $e_0 = \text{const} = 0,25$ в опытах четко проявились (рис. 1.15, б). С увеличением нагрузки перемещения возрастали.

При действии на штамп центральной наклонной нагрузки горизонтальные перемещения штампа также мало зависели от λ при изменении его от 0,5 до 3. С увеличением угла наклона нагрузки перемещения возрастали. В таблице 1.7 приведены осредненные результаты опытов, выполненных при $\lambda = 1$.

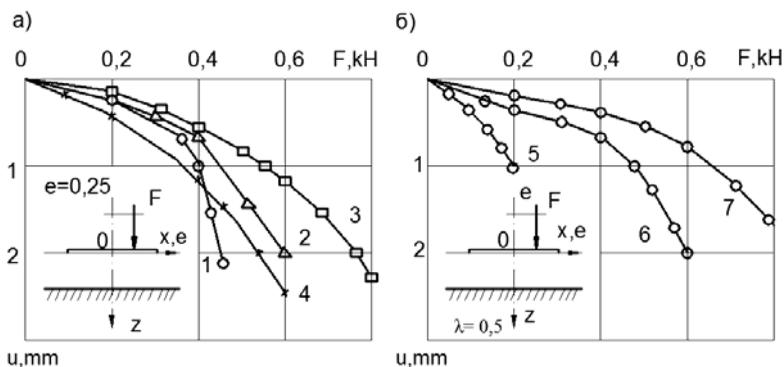


Рис. 1.15. Зависимость между горизонтальными перемещениями штампа и нагрузками на него при $e_0 = \text{const} = 0,25$ (а) и $\lambda \text{ const} = 0,5$ (б); Величины λ : 1 – 3; 2 – 0,5; 3 – 1; 4 – 1,5; $e_0 = 5 - 0,5$; 6 – 0,25; 7 – 0

Таблица 1.7

δ , град	ϵ_0	u , мм $\times 10^{-2}$ при F , кН							
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
–	0,125	2	6	15	30	46	61	88	134
–	0,25	5	25	45	83	151	196	–	–
15°	–	9	36	48	71	103	136	178	263
22°30'	–	33	91	186	311	–	–	–	–

Возможно, влияние толщины сжимаемого слоя было бы более существенным при большей разнице в коэффициентах контактного трения между песком и подстилающим слоем.

Горизонтальные перемещения штампа при наклонном подстилающем слое. На рисунке 1.16 приведены результаты отдельных опытов, а в табл. 1.8 осредненные данные серий опытов, показывающих увеличение перемещений с возрастанием угла α .

Перемещения при отрицательных углах (s_- , u_-) во всех опытах были больше, чем при положительных. Осредненные величины этих отношений приведены в табл. 1.5. На рисунке 1.7 показаны графики перемещений при разных углах наклона силы.

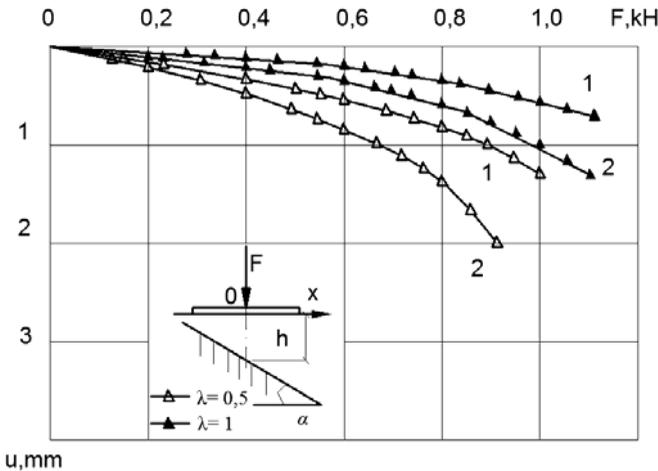


Рис. 1.16. Зависимость между нагрузкой и горизонтальным перемещением штампа при α :
1 – 10°; 2 – 30°

Таблица 1.8

F, кН	u, мм × 10 ⁻² при F, кН								
	0,5			1			1,5		
	α, град								
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
$e_0 = \delta = 0$									
0,2	8	12	17	3	7	11	3	5	8
0,4	20	38	50	14	23	33	10	17	22
0,6	39	62	71	22	46	51	19	34	61
0,8	50	84	110	45	68	98	34	50	59
1	73	129	163	59	104	141	46	91	93
1,2	115	150	250	100	134	223	85	133	146
$e_0 = 0,25; \delta = 0$									
0,2	15	20	34	20	24	39	12	31	52
0,3	28	35	53	31	42	65	24	53	80
0,4	37	57	75	43	64	93	41	78	113
0,5	53	80	105	60	93	139	62	105	152
0,6	74	105	137	85	128	186	87	147	201
$\delta = -15^\circ; e_0 = 0$									
0,2	22	22	30	28	30	39	25	33	–
0,3	34	39	50	35	46	53	35	49	–
0,4	50	53	71	49	65	75	50	72	–
0,5	67	72	97	67	84	105	80	93	–
0,6	106	100	122	95	115	130	103	124	–
0,7	188	143	100	133	148	173	135	163	–
0,8	160	210	235	168	185	204	175	202	–
$\alpha = e_0 = 0; \delta = 15^\circ$									
0,2	27			30			35		
0,4	63			68			75		
0,6	115			126			149		
0,8	213			242			291		
1	73	129	163	59	104	141	46	91	93
1,2	115	150	250	100	134	223	85	133	146

Продолжение табл. 1.8

F , кН	u , мм $\times 10^{-2}$ при F , кН								
	0,5			1			1,5		
	α , град								
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
$e_0 = 0,25; \delta = 0$									
0,2	15	20	34	20	24	39	12	31	52
0,3	28	35	53	31	42	65	24	53	80
0,4	37	57	75	43	64	93	41	78	113
0,5	53	80	105	60	93	139	62	105	152
0,6	74	105	137	85	128	186	87	147	201
$\delta = -15^\circ; e_0 = 0$									
0,2	22	22	30	28	30	39	25	33	
0,3	34	39	50	35	46	53	35	49	
0,4	50	53	71	49	65	75	50	72	
0,5	67	72	97	67	84	105	80	93	
0,6	106	100	122	95	115	130	103	124	
0,8	188	143	100	133	148	173	135	163	
0,8	160	210	235	168	185	204	175	202	
$e_0 = \alpha = 0; \delta = 15^\circ$									
0,2	27			30			35		
0,4	63			68			75		
0,6	115			126			149		
0,8	213			242			291		

При равных \bar{F} и $\alpha = 0$ горизонтальные перемещения при $\delta = 22^\circ 30'$ в среднем в 1,7 раза превышали перемещения при $\delta = 15^\circ$. Перемещения при $\delta = 22^\circ 30'$ практически не изменялись с изменением и при $F = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4$ кН в среднем равнялись 0,24; 0,91; 1,65 и 3,11 мм. Горизонтальные перемещения при $\delta = 15^\circ$ несколько возрастали с увеличением λ . Перемещения при $\delta = -22^\circ 30'$ мало отличались друг от друга и в среднем равнялись для $F = 0,1; 0,2; 0,3$ и $0,4$ кН соответственно 0,2; 0,6; 1,34 и 2,17 мм. Горизонтальные перемещения при $\delta = 15^\circ$ и $\alpha = 30^\circ$ в среднем в 1,52 раза превышали перемещения при $\alpha = 10^\circ$.

Влияние шероховатости жесткого наклонного слоя. В нескольких опытах с $\lambda = 0,5$ и $\alpha = 20^\circ$ поверх металлического листа укладывали стекло. Крен штампа при наличии стекла был в два раза больше (при равных нагрузках), чем без стекла. В опытах с шероховатым наклонным слоем крен всегда направлен в сторону с большей толщиной сжимаемого слоя, а в опытах со стеклом при прочих равных условиях имел направление как в одну, так и в другую сторону.

В опытах на действие вертикальной внецентренной нагрузки к ($e_0 = \pm 0,125; \pm 0,25$) получили большую разницу в величинах разрушающей нагрузки в зависимости от знака эксцентриситета:

$$F_{e_0 = 0,125} / F_{e_0 = -0,125} = 1,41; \quad F_{e_0 = 0,25} / F_{e_0 = -0,25} = 1,45.$$

Большую несущую способность имело основание при действии на штамп нагрузки с положительным эксцентриситетом, в то время как в опытах с шероховатым наклонным слоем имел место обратный эффект. Отношение перемещений при $F = 0,5$ кН и $e_0 = \pm 0,25$ составило:

$$s_- / s_+ = 1,45; \quad u_- / u_+ = 1,33; \quad i_- / i_+ = 1,43.$$

Сравним результаты опытов с $e_0 = 0,125$ без стекла и со стеклом. Отношение разрушающих нагрузок соответственно равнялось 1,53. Перемещения штампа при наличии стекла поверх жесткого наклонного слоя превышали перемещения в опытах без стекла при $F = 0,5$ кН для s – в 1,21 раза; u – в 1,83 раза; i – в 1,4 раза (рис. 1.17). Выполнено по два параллельных опыта.

В практике строительства и эксплуатации зданий и сооружений часто причиной недопустимых деформаций являются сдвиги с глинистых оснований при наличии наклонных прослоек.

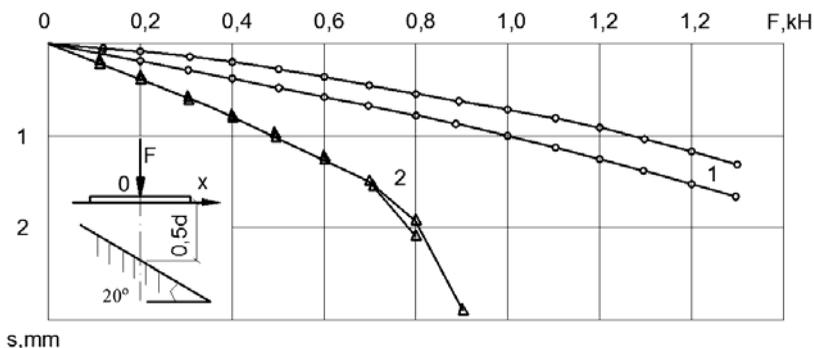


Рис. 1.17. Зависимость между нагрузкой и осадкой штампа в опытах без стекла (1) и со стеклом (2)

Влияние внецентренной знакопеременной циклической нагрузки.

Поставлен опыт с $\lambda = 1$, $\alpha = 30^\circ$, $e_0 = \sigma = 0$ (рис. 1.18).

Знакопеременные эксцентриситеты, равные $\pm 0,3$, были направлены поперек ската. Нагрузку ступенями увеличивали до $F = 0,8$ кН ($u = 1,06$ мм, $s = 1,97$ мм; $i = 0,7 \times 10^{-2}$), затем уменьшили до $F = 0,5$ кН.

Перемещения практически не изменились. При этой нагрузке сначала сделали 35 циклов с $e_{ov} = \pm 0,3$. Горизонтальное перемещение при этом увеличивалось в 4,76 раза, осадка – в 3,29 раза, крен – в 2,2 раза. Если увеличить число циклов, то произойдет разрушение, что наблюдалось в других опытах. Однако опыт продолжали по другой схеме. Нагрузку увеличили ступенями до 1,1 кН. Перемещения при этом практически не изменялись. Затем нагрузку уменьшили до 0,7 кН, т.е. более чем в 1,5 раза, и при трех циклах знакопеременных циклических нагружений произошло резкое погружение штампа со сдвигом вдоль ската.

Воздействие осевой вертикальной циклической нагрузки. Опыты проводили при $\lambda = 1$, $\alpha = 20^\circ$. Сначала нагрузку ступенями увеличивали до 0,4 кН. При этой нагрузке, а также при нагрузках 0,5; 0,6 и 0,7 сделали по 2 тыс. циклов с $\rho_c = 0,5$. С увеличением нагрузки на ступень после очередного циклического испытания перемещения практически не возрастали. Результаты опыта представлены в табл. 1.9.

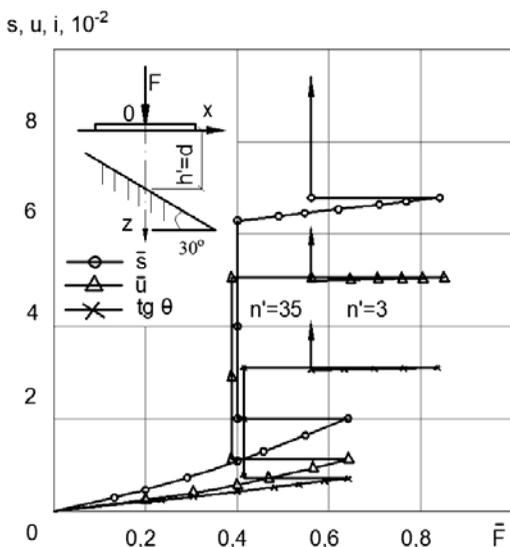


Рис. 1.18. Перемещения штампа при знакопеременной нагрузке

Таблица 1.9

F , кН	$N \times 10^3$ циклов	s , мм	u , мм	$i \times 10^2$
0,4	0	0,40	0,88	0,34
0,4	2	1,90	2,24	0,95
0,5	0	1,91	2,26	0,98
0,5	2	2,93	3,13	1,30
0,6	0	2,99	3,16	1,30
0,6	2	4,97	5,60	1,35
0,7	0	5,02	5,66	1,37
0,7	2	8,70	8,88	1,53

Разрушение основания произошло после увеличения нагрузки на ступень, т.е. после установки $F = 0,8$ кН. Заметим, что как при знакопеременной внецентренной, так и при циклической центральной нагрузке более быстрыми темпами возрастало горизонтальное перемещение в направлении уклона подстилающего слоя.

Опыты на длительное действие нагрузки. Наблюдения показали, что при $F = \text{const}$, $e_0 = \sigma = 0$ скорости нарастания горизонтальных перемещений значительно выше, чем скорости осадки и крена. Так, в ранее рассмотренном опыте на повторное воздействие нагрузки ($\lambda = 1$; $\alpha = 20^\circ$; $\rho_c = 0,5$; $N = 8$ тыс. циклов) после приложения нагрузки 0,3 кН за десять суток выдержки осадка штампа возросла на 5%, а горизонтальное перемещение – на 54%.

Размеры областей выпора грунта. Во всех опытах происходил односторонний выпор грунта: при наклонной центральной нагрузке – перед штампом, при внецентренной вертикальной – со стороны эксцентриситета. Влияние λ и α сказывалось лишь на размерах областей выпора.

Форма выпираемого грунта в плане близка к кругу с относительным диаметром \bar{d} (по отношению к диаметру штампа), исходящему из концов диаметра штампа в конечном положении.

Приведем полученные в опытах размеры областей выпора $\bar{d} = d'/d = d''/d$. При $\lambda = 0$, $\delta = 0$ для $e_0 = 0$, $\bar{d} = 3,8$; $e_0 = 0,25$; $\bar{d} = 2,4$; $e_0 = 0,5$; $\bar{d} = 1,8$. При центральной наклонной силе и $\delta = 15^\circ$; $\bar{d} = 2,65$; $\lambda = 22^\circ 30'$; $\bar{d} = 2,2$.

В опытах с $\lambda = 0,5$ и $\delta = 0$ при $e_0 = 0$ $\bar{d} = 2,38$; $e_0 = 0,125$ $\bar{d} = 2,45$; $e_0 = 0,5$ $\bar{d} = 2,45$; $e_0 = 0,5$ $\bar{d} = 2,1$ $\sigma = 15^\circ$ $\bar{d} = 2,35$; $\sigma = 22^\circ 30'$ $\bar{d} = 2,05$.

В случае наклонного жесткого слоя при $\alpha = 10^\circ$ и $e_0 = -0,125$ $\bar{d} = 2,55$; $e_0 = 0,125$; $\bar{d} = 2,55$; $\alpha = 10^\circ$ и $e_0 = -0,25$ $\bar{d} = 2,03$; $\alpha = 10^\circ$ и $e_0 = 0,25$ $\bar{d} = 2,2$; $\alpha = 20^\circ$ и $\sigma = 15^\circ$ $\bar{d} = 2,5$.

Для $\lambda = 1$ и $\alpha = e_0 = \sigma = 0$ $\bar{d} = 3,84$; $\alpha = 20^\circ$ и $\bar{d} = 1,8$. В опытах с $\lambda = 1,5$ получено: $\alpha = 10^\circ$ и $\sigma = e_0 = 0$ $\bar{d} = 3,63$; $\alpha = 0$ и $e_0 = 0,125$ $\bar{d} = 3,2$; $\alpha = 20^\circ$ и $\delta = 15^\circ$ $\bar{d} = 3,2$; $\alpha = 10^\circ$ и $\sigma = 22^\circ 30'$ $\bar{d} = 2,4$.

Выводы:

1. Здания, сооружения и отдельные фундаменты на наклонных подстилающих слоях иногда получают недопустимые деформации.

2. Регулируя соотношениями e_0 , δ , λ и α , можно ограничить перемещения допустимыми величинами.

3. При проектировании следует прогнозировать возможные изменения характеристик грунтов по границам наклонных слоев.

1.3. ОПЫТЫ 2013 – 2015 годов

1.3.1. МЕТОДИКА И ПРОГРАММА ИССЛЕДОВАНИЯ

Для проведения экспериментов в лабораторных условиях использовали послойно уплотненный мелкозернистый песок в маловлажном состоянии. Песок взят из карьера с. Красненькое г. Тамбова. Зерновой состав определялся ситовым методом и приведен в табл. 1.20.

По ГОСТ 25 100–95 – песок мелкий, угол естественного откоса $f = 34^\circ$, удельное сцепление $c = 2$ кПа, модуль деформации $E_0 = 10$ МПа.

Исследования проводились в лаборатории механики грунтов ФГБОУ ВПО «ТГТУ» в пространственной лотке размером $100 \times 70 \times 65$ (h) см. Ступенчатую нагрузку передавали рычагом с 10-кратным увеличением (рис. 15). Вертикальные и горизонтальные перемещения контролировали индикаторами часового типа ИЧ-10 с точностью измерения 0,01 мм. Крен моделей определяли по разности осадок краев штампа.

1.10. Зерновой состав песка

Размеры частиц, мм	10...2	2...1	1...0,5	0,5...0,25	0,25...0,01	0,1...0,05
Зерновой состав, %	0	0,1	6,5	15	76,2	1,6

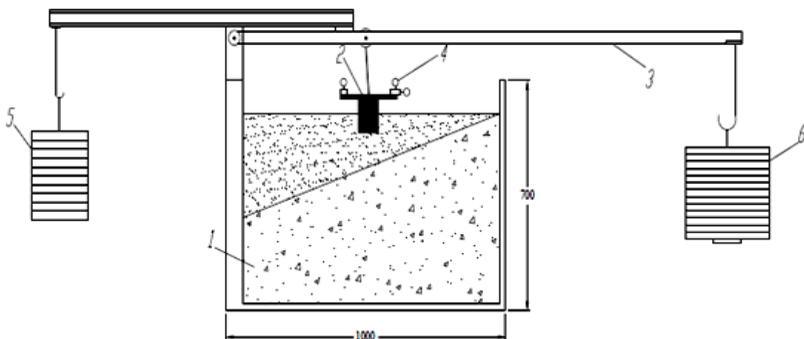


Рис. 1.19. Схема лабораторной установки:
 1 – лоток; 2 – штамп; 3 – рычаг; 4 – индикаторы;
 5 – противовес; 6 – прикладываемый груз

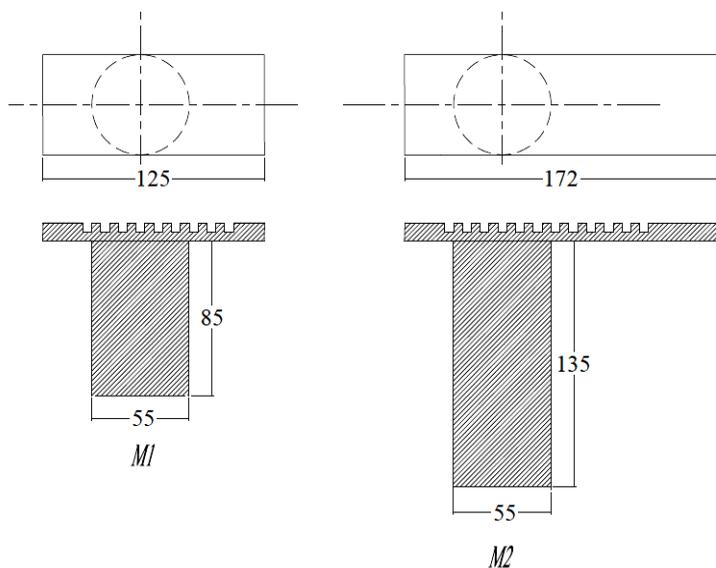


Рис. 1.20. Формы и размеры (мм) моделей M_1 и M_2

Песок укладывали слоями по 5 см с уплотнением ручной трамбовкой массой 8 кг. Число ударов трамбовки по одному месту определялось заранее. Начальную плотность контролировали режущими кольцами и протарированным конусом.

После каждого эксперимента песок убирали на глубину 2,5 – 3,5 размера модели ниже подошвы и укладывали заново. Влажность песка поддерживали постоянной.

Каждая ступень нагрузки составляла 5...10% от предполагаемой разрушающей, которую выдерживали до условной стабилизации (0,1 мм за один час наблюдения).

В большинстве случаев достигали предельного состояния основания, т.е. происходило опрокидывание модели или резкое увеличение скорости перемещений. При небольшом разбросе полученных данных их осредняли, при значительном – повторяли эксперимент.

Эксперименты проводили при действии осевой вертикальной и внецентренной нагрузках. Угол наклона силы к вертикали σ принимали равным 0, 5, 10, 15°.

Относительный эксцентриситет $e_0 = e/R_{ex}$. Относительное заглубление моделей $\lambda = h/R_{ex} = 0,5; 1,4$ (h – глубина погружения модели, R_{ex} – наружный радиус модели).

1.3.2. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

Цель исследования: экспериментально установить зависимость несущей способности грунтов основания, перемещений заглубленных, цилиндрических и кольцевых фундаментов от эксцентриситета и угла наклона силы, угла наклона подстилающего жесткого слоя, формы выпора моделей.

Задачи исследования:

- разработать методику и модели экспериментов;
- провести эксперименты с изучением влияния эксцентриситета и угла наклона силы, угла наклона подстилающего слоя, формы выпора моделей;
- установить функциональные зависимости между влияющими параметрами;
- выявить оптимальные соотношения между влияющими параметрами.

Влияющими параметрами являются: F – нагрузка, δ – угол наклона, e_0 – относительный эксцентриситет, ρ – плотность слоя переменной толщины, механические характеристики сжимаемого слоя переменной толщины: c – удельное сцепление, φ – угол внутреннего трения, E – модуль деформации; α – угол наклона подстилающего слоя; h – толщина подстилающего слоя под серединой подошвы; d – диаметр модели; относительная глубина заложения фундамента $\lambda_f = h_f / d$.

**1.11. Перечень поставленных опытов
при $R = 27,5$ мм; $H = 27,5$ мм; $h' = 30$ мм**

№ опыта	α , град	h , мм	$\lambda = h/d$	δ , град	ϵ_0	Nu , кН	s_{us} , мм	i_{us} , 10^{-2}	u_{us} , мм	\bar{x}_{cu}	\bar{z}_{cu}	\bar{d}_u
<i>Модель М1</i>												
1	18	25,5	0,5	0	0,73	0,72	3,3	2,1	2,3	4,01	5,60	1,99
2	18	25,5	0,5	0	0,36	1,32	4,4	2,5	3,9	5,73	6,64	1,24
3	18	25,5	0,5	0	0	1,32	3,6	-3,2	-1,8	2,04	-4,05	0,50
4	18	25,5	0,5	0	-0,36	1,20	4,5	-3,3	-2,8	3,09	-4,93	-0,24
5	18	25,5	0,5	0	-0,73	0,72	3,0	-2,5	-2,4	3,48	-4,37	0,99
6	18	25,5	0,5	5	0,91	0,60	2,8	1,4	1,8	4,53	7,11	2,36
7	18	25,5	0,5	5	0,55	1,08	2,7	2,9	1,7	2,82	4,26	1,62
8	18	25,5	0,5	5	0,18	1,56	4,8	-2,3	-1,3	2,13	-6,35	0,87
9	18	25,5	0,5	5	-0,55	1,32	3,9	-2,0	-2,6	4,88	-8,96	-0,62
10	18	25,5	0,5	5	-0,91	0,72	2,9	-1,9	-2,8	5,17	-5,34	-1,36
11	18	25,5	0,5	10	1,13	0,60	2,2	1,7	1,9	4,00	4,58	2,81
12	18	25,5	0,5	10	0,76	1,20	4,2	3,6	2,8	2,85	4,31	2,06
13	18	25,5	0,5	10	0,4	1,56	4,7	-2,3	-2,1	3,39	-7,16	1,32
14	18	25,5	0,5	10	-0,76	1,32	4,5	-2,8	-1,7	2,20	-5,99	-1,06
15	18	25,5	0,5	10	-1,13	0,72	3,4	-2,4	-3,6	5,27	-5,07	-1,80
16	18	25,5	0,5	15	1,33	0,48	1,3	1,2	1,9	5,87	4,09	3,23
17	18	25,5	0,5	15	0,97	1,08	3,7	2,3	3,8	6,14	5,96	2,49
18	18	25,5	0,5	15	0,6	1,56	3,6	-1,4	-1,7	4,46	-9,28	1,74
19	18	25,5	0,5	15	-0,97	1,32	4,5	-2,6	-3,8	5,34	-7,71	-1,49
20	18	25,5	0,5	15	-1,33	0,72	3,4	-1,4	-2,8	6,86	-8,37	-2,23
21	0	25,5	0,5	0	0,73	0,60	2,4	1,9	3,8	3,57	0,04	1,99
22	0	25,5	0,5	0	0,36	1,20	4,1	3,1	3,6	2,21	4,75	1,24
23	0	25,5	0,5	0	0	1,56	4,8	-2,8	-5,0	3,32	-6,42	0,50
24	0	25,5	0,5	0	-0,36	1,20	3,7	-3,8	-3,1	1,50	-3,50	-0,24
25	0	25,5	0,5	0	-0,73	0,60	2,0	-2,6	-2,6	1,78	-2,67	-0,99
26	0	25,5	0,5	5	0,91	0,60	2,4	1,6	2,1	4,62	5,24	2,36
27	0	25,5	0,5	5	0,55	1,08	3,9	2,8	2,8	3,67	5,08	1,62
28	0	25,5	0,5	5	0,18	1,44	4,9	-2,6	-0,7	1,07	-6,80	0,87

Продолжение табл. 1.11

№ опыта	α , град	h , мм	$\lambda = h/d$	δ , град	e_0	Nu , кН	s_{u_0} , мм	i_{u_0} , 10^{-2}	u_{u_0} , мм	\bar{x}_{cu}	\bar{z}_{cu}	\bar{d}_u
29	0	25,5	0,5	5	-0,55	1,20	4,3	-2,7	-2,2	2,98	-5,77	-0,62
30	0	25,5	0,5	5	-0,91	0,60	2,3	-2,1	-2,0	3,42	-3,78	-1,36
31	0	25,5	0,5	10	1,13	0,60	2,4	2,2	2,0	3,36	3,98	2,81
32	0	25,5	0,5	10	0,76	1,08	4,5	2,6	2,4	3,34	6,34	2,06
33	0	25,5	0,5	10	0,4	1,44	4,7	2,3	3,8	6,25	7,48	1,32
34	0	25,5	0,5	10	-0,76	1,08	3,7	-1,9	-3,0	5,44	-7,00	1,06
35	0	25,5	0,5	10	-1,13	0,60	2,2	-1,8	-3,0	6,12	-4,41	-1,81
36	0	25,5	0,5	15	1,33	0,60	2,2	2,0	1,7	3,00	4,04	3,23
37	0	25,5	0,5	15	0,97	1,08	4,2	2,8	2,4	3,06	5,50	2,49
38	0	25,5	0,5	15	0,6	1,32	5,1	2,5	2,6	3,84	7,35	1,74
39	0	25,5	0,5	15	-0,97	1,08	3,9	-2,3	-2,4	3,94	-6,38	-1,49
40	0	25,5	0,5	15	-1,33	0,60	2,4	-2,2	-1,5	2,51	-3,82	-2,23

Модель М2

41	18	77,5	1,4	0	0,73	1,08	3,9	2,1	3,2	5,72	2,50	1,99
42	18	77,5	1,4	0	0,36	1,56	5,4	2,5	3,9	5,89	2,86	1,24
43	18	77,5	1,4	0	0	1,80	4,9	-1,8	-0,9	1,92	-3,44	0,50
44	18	77,5	1,4	0	-0,36	1,68	5,9	-2,8	-3,5	4,64	-2,75	-0,24
45	18	77,5	1,4	0	-0,73	1,08	3,5	-1,6	-3,4	7,95	-2,89	0,99
46	18	77,5	1,4	5	0,91	0,84	3,0	1,3	2,4	6,57	2,96	2,36
47	18	77,5	1,4	5	0,55	1,80	6,4	2,9	3,6	4,51	2,87	1,62
48	18	77,5	1,4	5	0,18	1,92	3,9	-1,5	-0,3	0,69	-3,24	0,87
49	18	77,5	1,4	5	-0,55	1,92	4,9	-3,3	-1,4	1,67	-1,89	-0,62
50	18	77,5	1,4	5	-0,91	1,08	3,6	-1,4	-3,2	9,19	-3,33	-1,36
51	18	77,5	1,4	10	1,13	0,96	3,1	1,8	2,7	5,26	2,18	2,81
52	18	77,5	1,4	10	0,76	1,80	5,9	2,6	4,6	6,21	2,88	2,06
53	18	77,5	1,4	10	0,4	1,80	4,3	-1,1	-0,9	3,37	-5,33	1,32
54	18	77,5	1,4	10	-0,76	1,80	4,9	-2,8	-2,0	2,55	-2,19	-1,06
55	18	77,5	1,4	10	-1,13	1,08	3,1	-1,8	-2,9	5,75	-2,18	-1,80
56	18	77,5	1,4	15	1,33	0,60	2,8	1,9	1,9	3,69	1,91	3,23
57	18	77,5	1,4	15	0,97	1,32	5,2	2,8	4,4	5,71	2,34	2,49

Продолжение табл. 1.11

№ опыта	α , град	h , мм	$\lambda = h/d$	δ , град	e_0	Nu , кН	s_u , мм	i_u , 10^{-2}	u_u , мм	\bar{x}_{cu}	\bar{z}_{cu}	\bar{d}_u
58	18	77,5	1,4	15	0,6	1,80	4,3	-1,7	-2,3	4,85	-3,20	1,74
59	18	77,5	1,4	15	-0,97	1,56	5,4	-2,3	-3,7	5,73	-2,95	-1,49
60	18	77,5	1,4	15	-1,33	0,84	3,4	-1,9	-3,9	7,60	-2,36	-2,23
61	0	77,5	1,4	0	0,73	1,08	4,0	1,8	1,4	5,76	2,84	1,99
62	0	77,5	1,4	0	0,36	1,80	6,0	2,6	1,9	5,14	2,92	1,24
63	0	77,5	1,4	0	0	1,92	5,2	-1,7	-0,9	4,03	-3,86	0,50
64	0	77,5	1,4	0	-0,36	1,80	5,8	-2,2	-2,6	8,98	-3,41	-0,24
65	0	77,5	1,4	0	-0,73	1,08	3,8	-1,4	-1,6	8,44	-3,51	-0,99
66	0	77,5	1,4	5	0,91	1,08	3,9	2,3	2,7	4,40	2,24	2,36
67	0	77,5	1,4	5	0,55	1,68	5,7	2,6	3,3	4,71	2,89	1,62
68	0	77,5	1,4	5	0,18	1,80	3,3	-1,2	-1,0	3,02	-3,47	0,87
69	0	77,5	1,4	5	-0,55	1,80	5,8	-2,5	-3,5	5,11	-3,05	-0,62
70	0	77,5	1,4	5	-0,91	1,08	3,2	-1,7	-2,2	4,88	-2,44	-1,36
71	0	77,5	1,4	10	1,13	0,96	3,3	3,2	2,3	5,24	2,70	2,81
72	0	77,5	1,4	10	0,76	1,56	4,9	4,2	2,7	4,61	3,02	2,06
73	0	77,5	1,4	10	0,4	1,80	5,0	3,0	1,9	4,74	4,39	1,32
74	0	77,5	1,4	10	-0,76	1,56	4,3	-3,6	2,8	5,59	-3,03	1,06
75	0	77,5	1,4	10	-1,13	0,96	3,8	-3,0	2,4	5,65	-2,38	-1,81
76	0	77,5	1,4	15	1,33	0,84	2,4	2,3	1,8	3,69	1,91	3,23
77	0	77,5	1,4	15	0,97	1,32	4,4	3,0	3,2	5,71	2,34	2,49
78	0	77,5	1,4	15	0,6	1,80	6,0	2,1	2,8	4,85	-3,20	1,74
79	0	77,5	1,4	15	-0,97	1,56	5,7	-3,7	-3,5	5,73	-2,95	-1,49
80	0	77,5	1,4	15	-1,33	0,96	3,6	-2,8	-3,0	7,60	-2,36	-2,23

В экспериментах определяются: разрушающая нагрузка F_u , текущая и предельная величина: осадки s , s_u ; горизонтального перемещения u , u_u ; крена i , i_u ; текущая и предельная величина относительных координат мгновенных осей вращения \bar{x}_c , \bar{x}_{cu} и \bar{z}_c , \bar{z}_{cu} ; положение относительной длины зоны контакта.

Устанавливали зависимость:

$$\begin{aligned}
 F_u &= F_u(\delta, e_0, \rho, c, \varphi, E, \alpha, h, d, \lambda_f, \dots); \\
 s &= s(F, \delta, e_0, \rho, c, \varphi, E, \alpha, h, d, \lambda_f, \dots); \\
 u &= u(F, \delta, e_0, \rho, c, \varphi, E, \alpha, h, d, \lambda_f, \dots); \\
 i &= i(F, \delta, e_0, \rho, c, \varphi, E, \alpha, h, d, \lambda_f, \dots); \\
 \bar{x}_c &= \bar{x}_c(F, \delta, e_0, \rho, c, \varphi, E, \alpha, h, d, \lambda_f, \dots); \\
 \bar{z}_c &= \bar{z}_c(F, \delta, e_0, \rho, c, \varphi, E, \alpha, h, d, \lambda_f, \dots).
 \end{aligned}$$

Относительные координаты мгновенной оси вращения определяли по формулам:

$$\bar{x}_c = \frac{x_c}{R} = \frac{u}{iR}; \quad \bar{z}_c = \frac{z_c}{h} = \frac{s}{ih}.$$

Относительная длина зоны контакта фундамента (модели) с основанием определяется по формуле

$$\bar{d} = d_c / d,$$

где d_c – длина зоны контакта; d – диаметр фундамента.

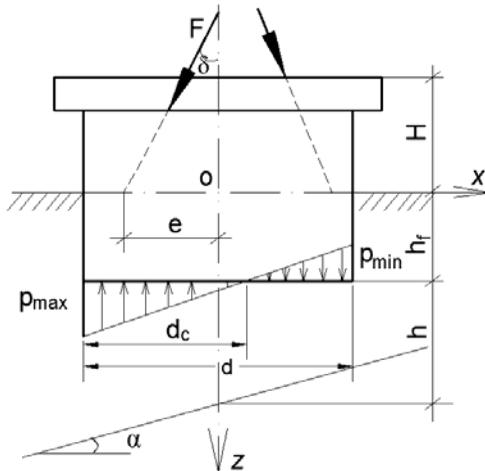


Рис. 1.21. К определению относительной длины зоны контакта:

краевые напряжения определяют по формуле $P_{\max, \min} = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{F}{A} \pm \frac{Fe}{W}$

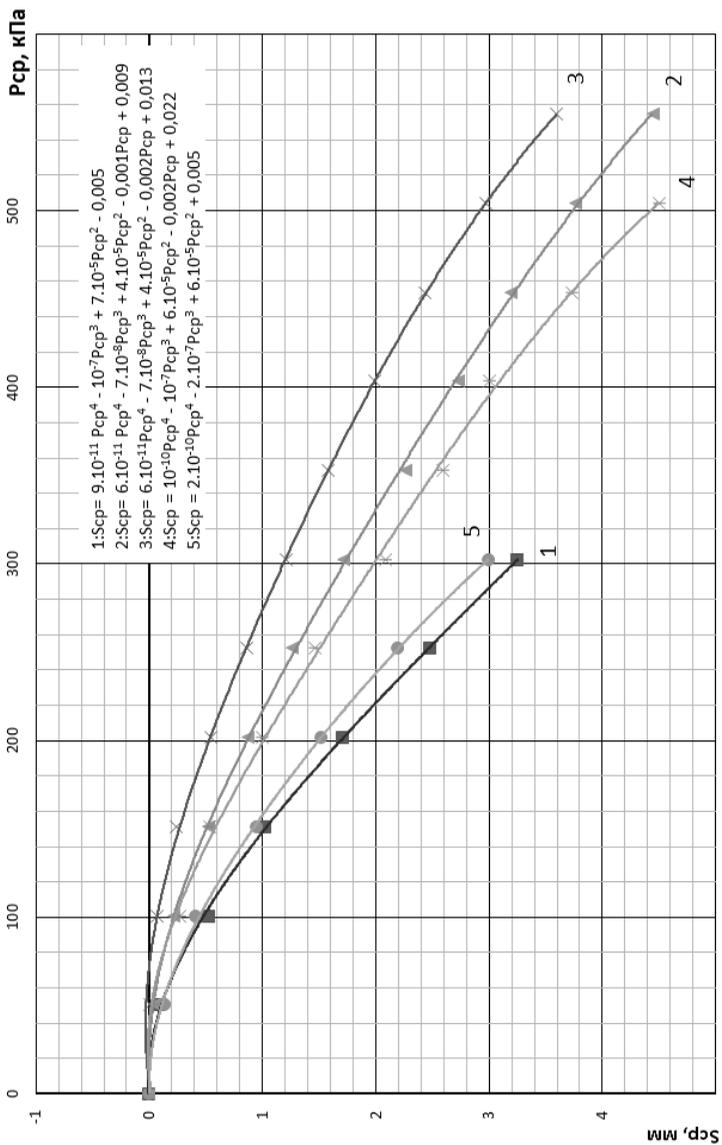


Рис. 1.22. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_0 :
 1 – 0,73; 2 – 0,36; 3 – 0; 4 – –0,36; 5 – –0,73

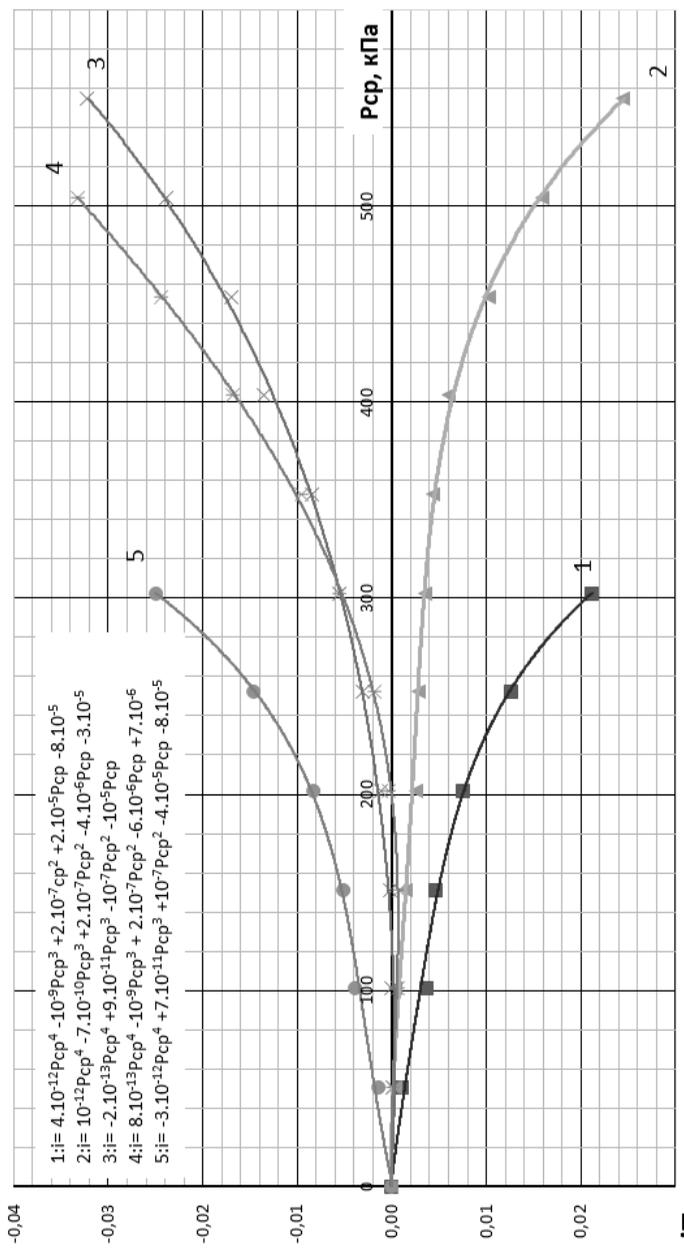


Рис. 1.23. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 180^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_0 :
 1 – 0,73; 2 – 0,36; 3 – 0; 4 – -0,36; 5 – -0,73

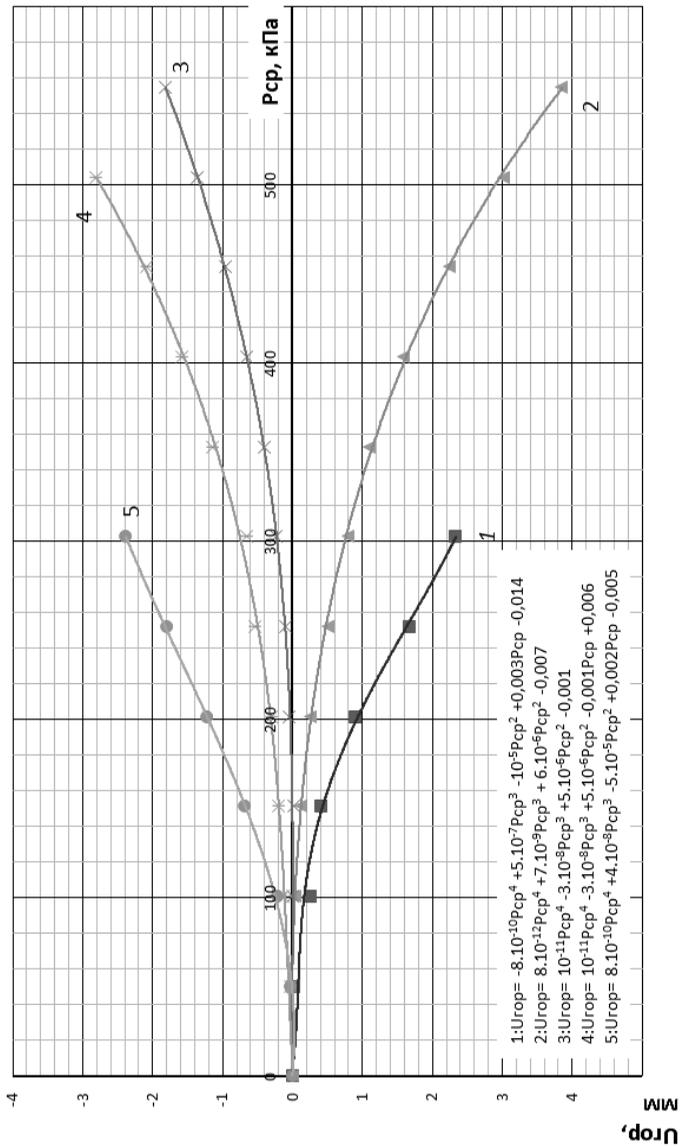


Рис. 1.24. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 180^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_0 :

1 – 0,73; 2 – 0,36; 3 – 0; 4 – –0,36; 5 – –0,73

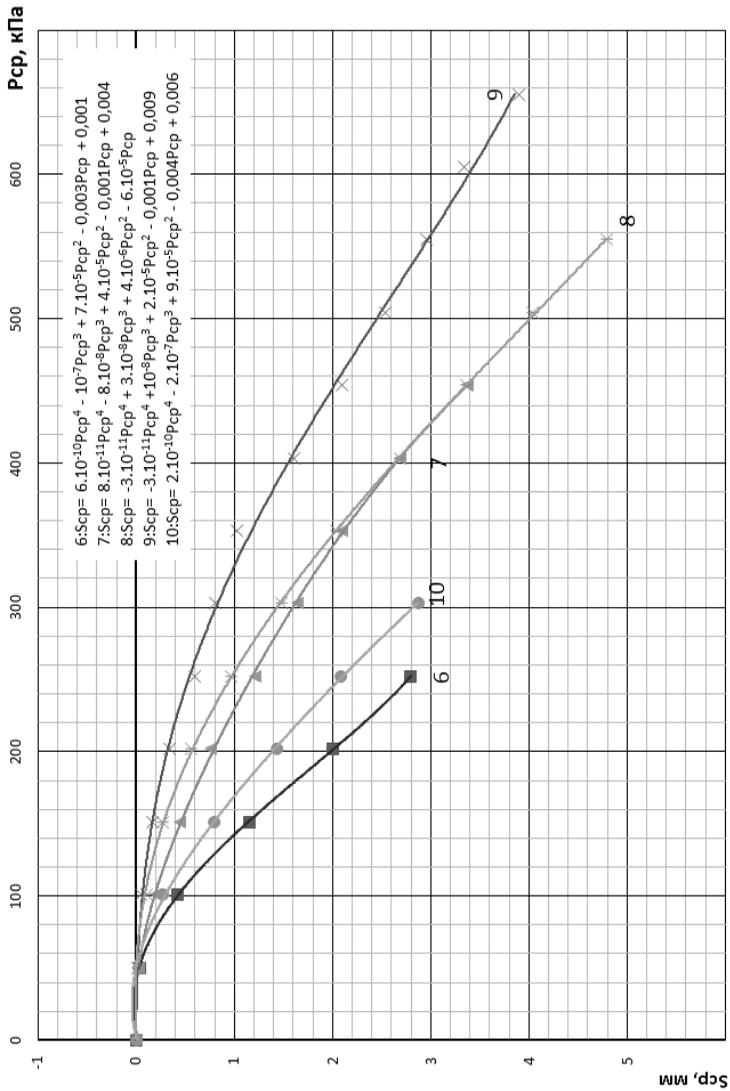


Рис. 1.25. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от ϵ_0 :
 6 – 0,91; 7 – 0,55; 8 – 0,18; 9 – –0,55; 10 – –0,91

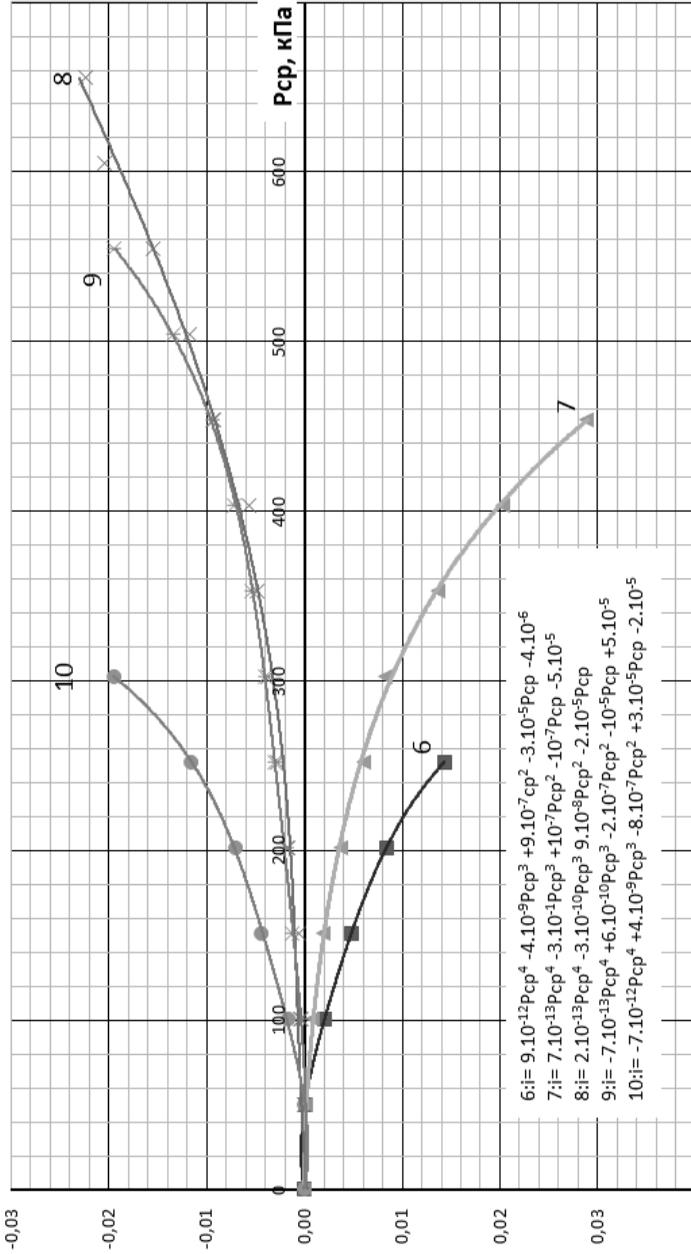


Рис. 1.26. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от e_0 :
 6 – 0,91; 7 – 0,55; 8 – 0,18; 9 – -0,55; 10 – -0,91

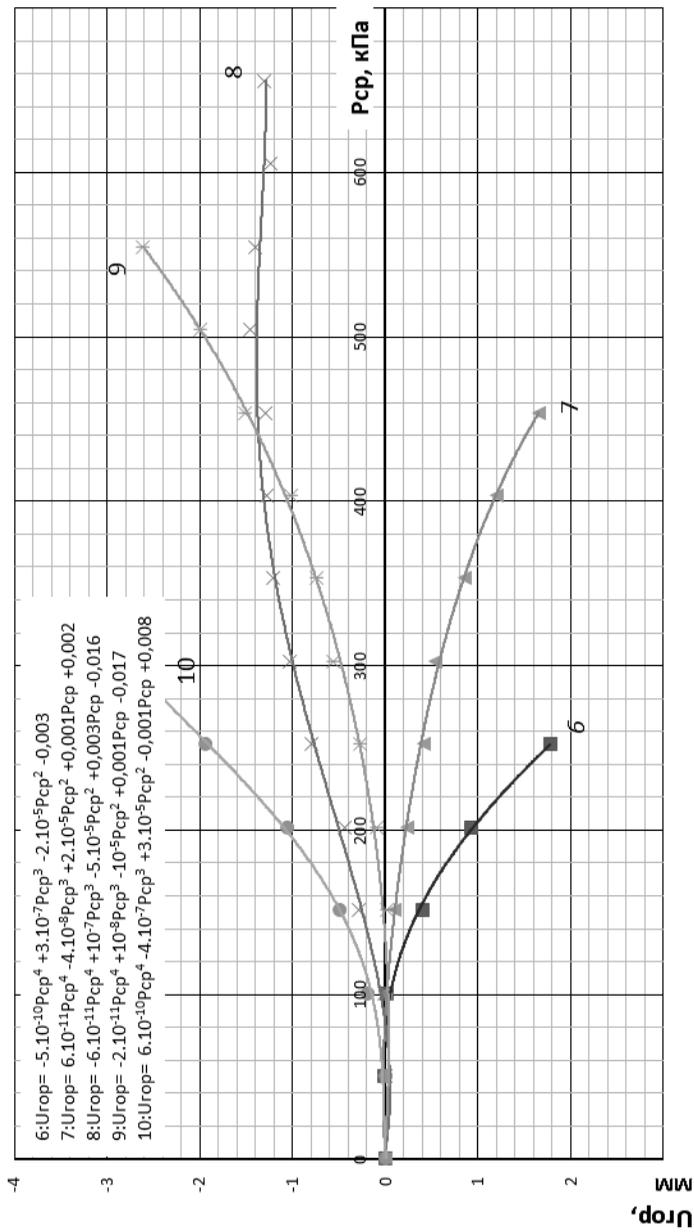


Рис. 1.27. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от ϵ_r :

6 – 0,91; 7 – 0,55; 8 – 0,18; 9 – –0,55; 10 – –0,91

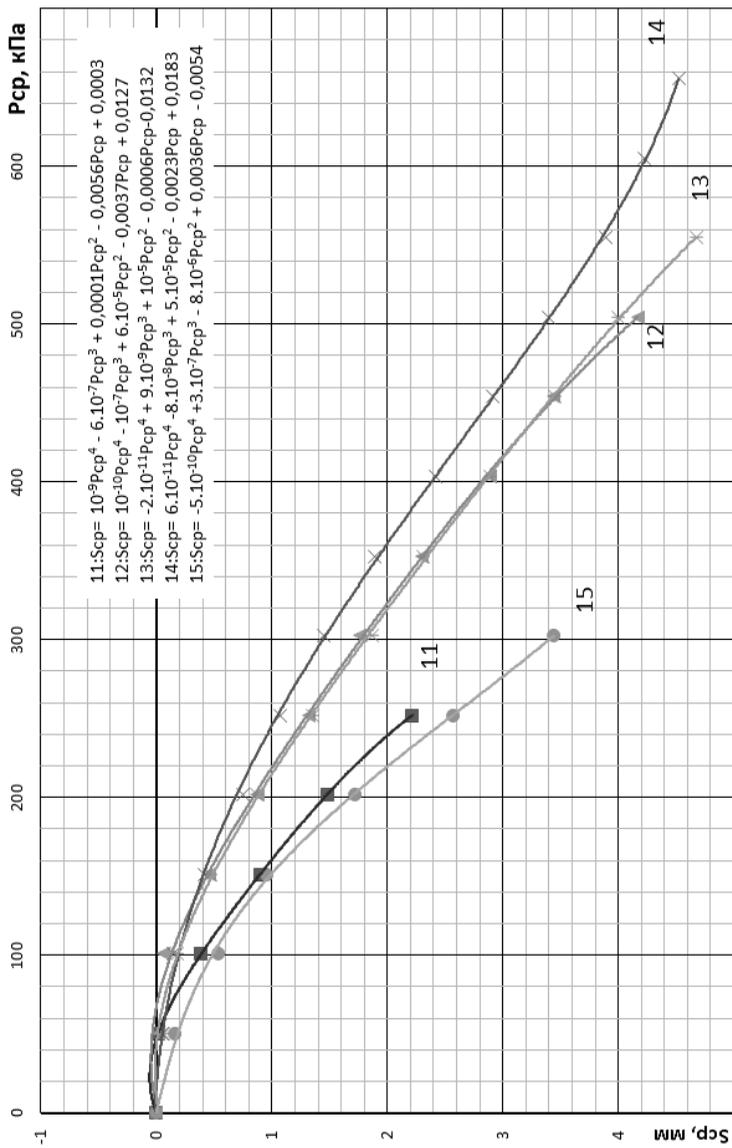


Рис. 1.28. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от e_0 :
11 – 1,13; 12 – 0,76; 13 – 0,4; 14 – 0,76; 15 – –1,13

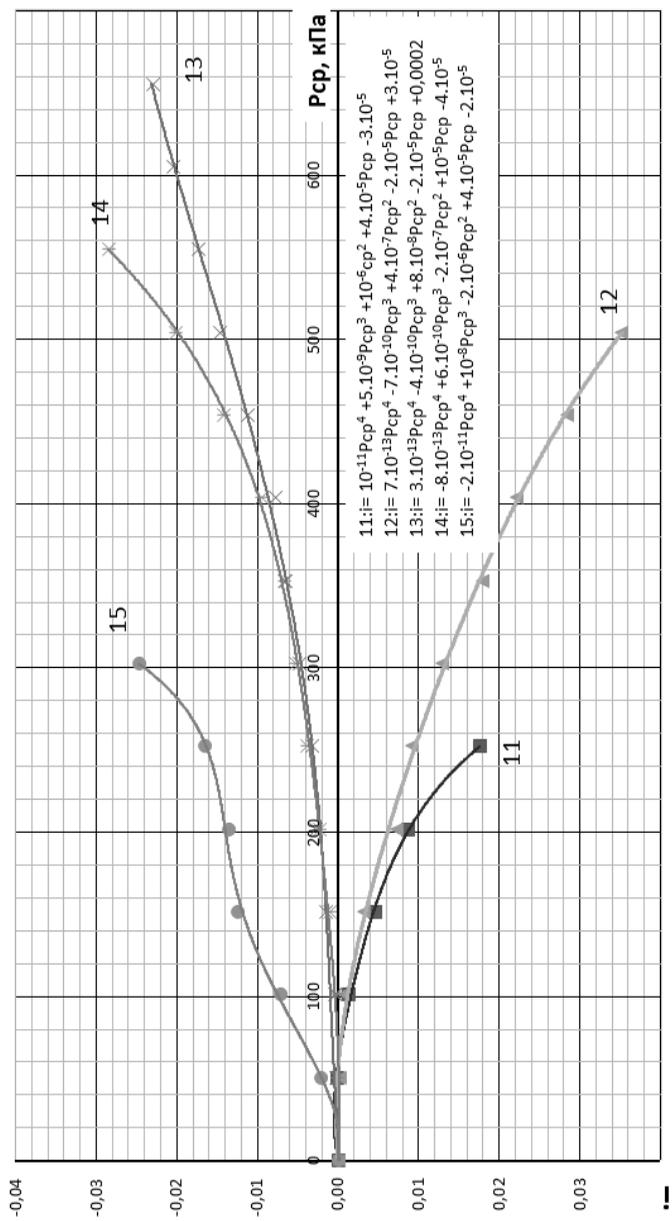


Рис. 1.29. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 18^\circ, \delta = 10^\circ$ от ϵ_0 :
 11 – 1,13; 12 – 0,76; 13 – 0,4; 14 – -0,76; 15 – -1,13

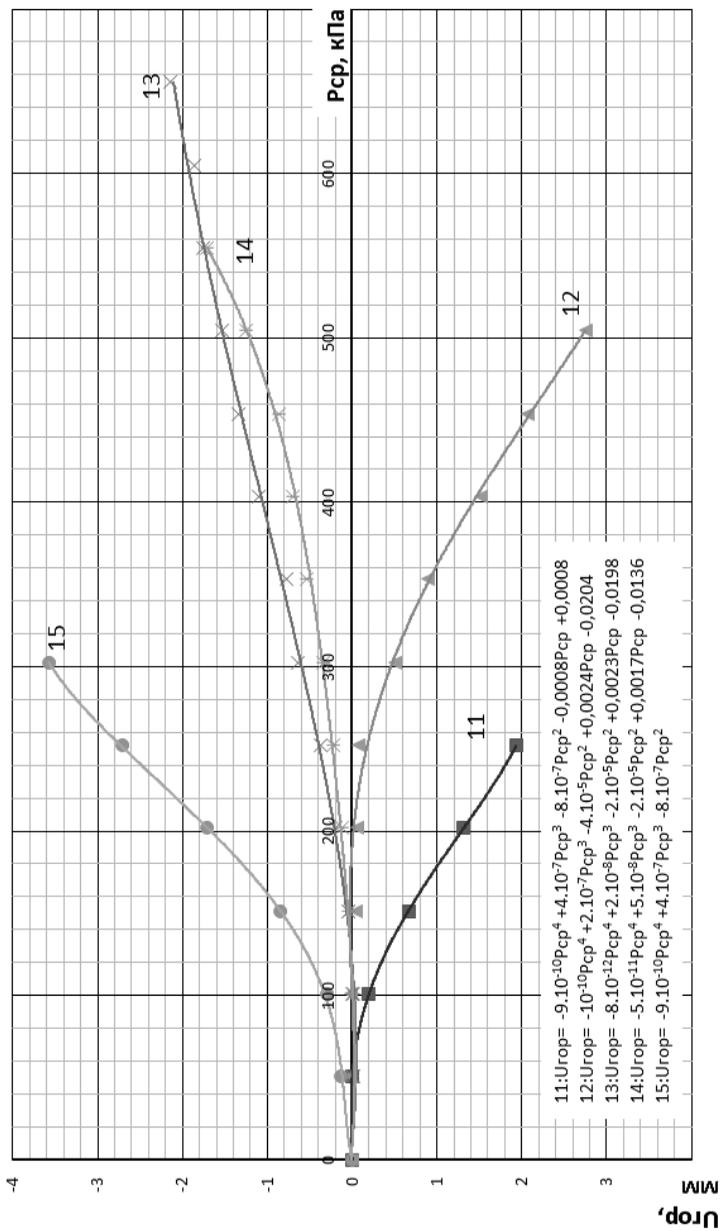


Рис. 1.30. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от e_0 :

11 – 1,13; 12 – 0,76; 13 – 0,4; 14 – –0,76; 15 – –1,13

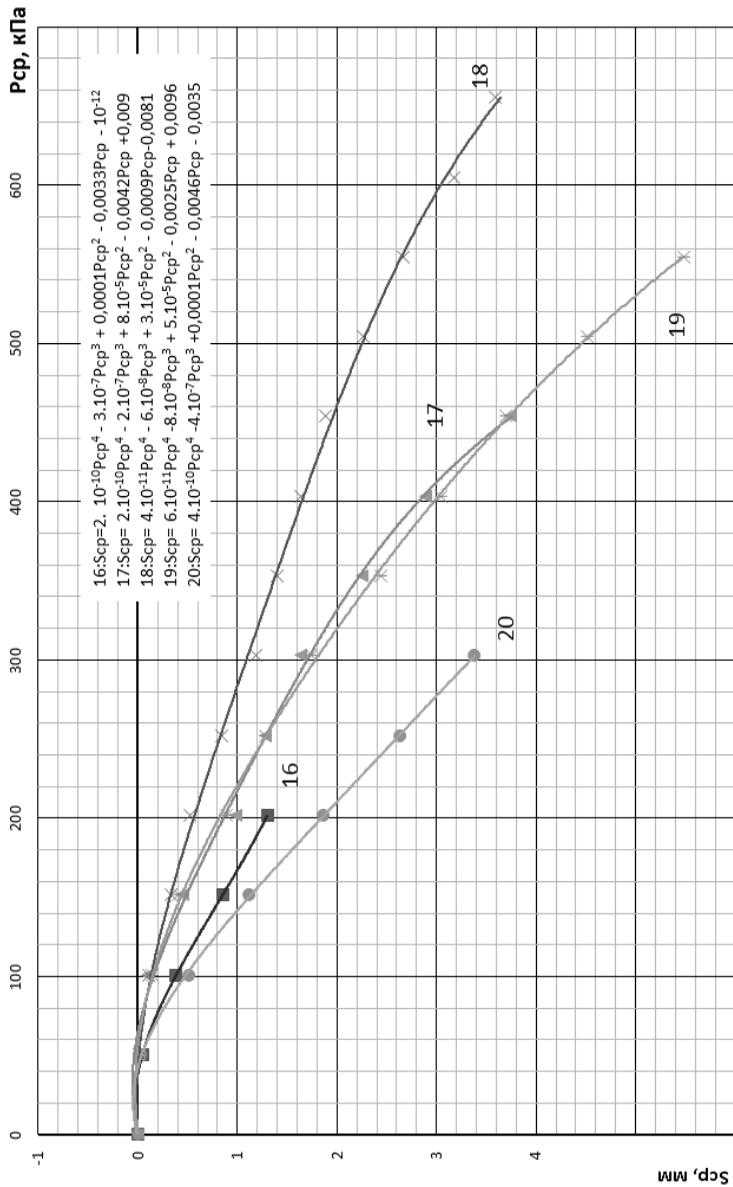


Рис. 1.31. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от ϵ_0 :
 16 – 1,33; 17 – 0,97; 18 – 0,60; 19 – –0,97; 20 – –1,33

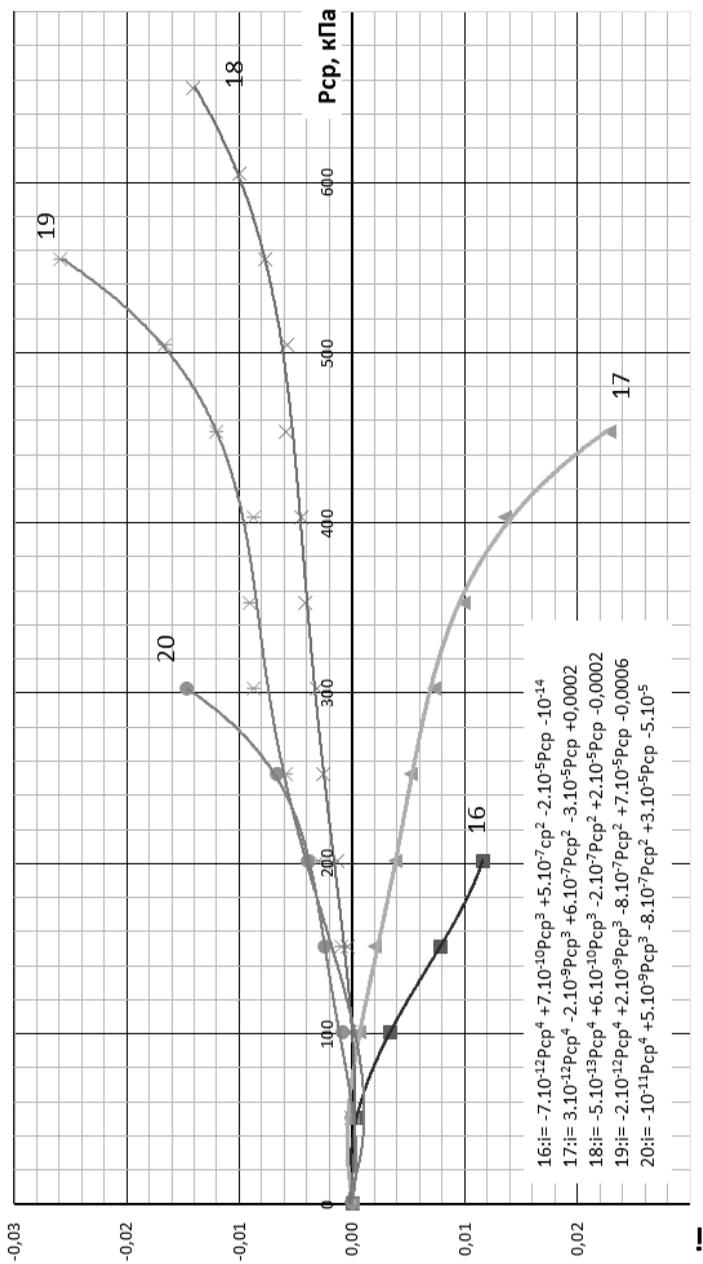


Рис. 1.32. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от ϵ_0 :
16 – 1,33; 17 – 0,97; 18 – 0,60; 19 – –0,97; 20 – –1,33

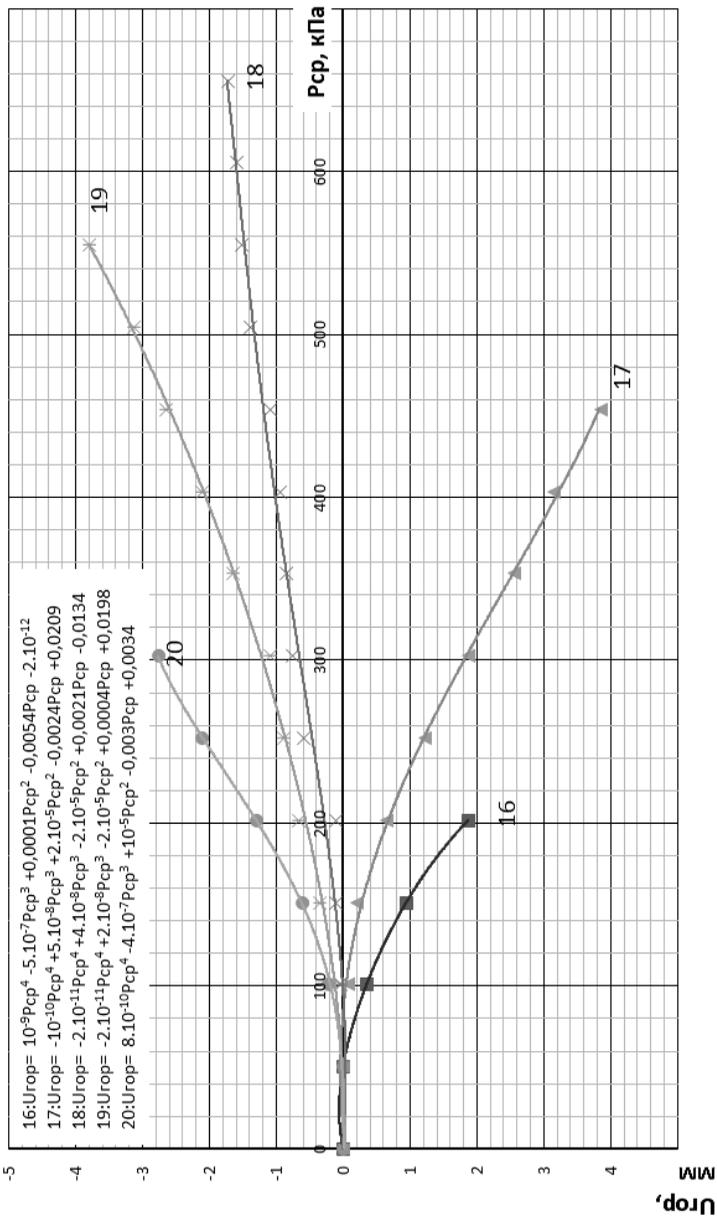


Рис. 1.33. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от e_p :
 16 – 1,33; 17 – 0,97; 18 – 0,60; 19 – –0,97; 20 – –1,33

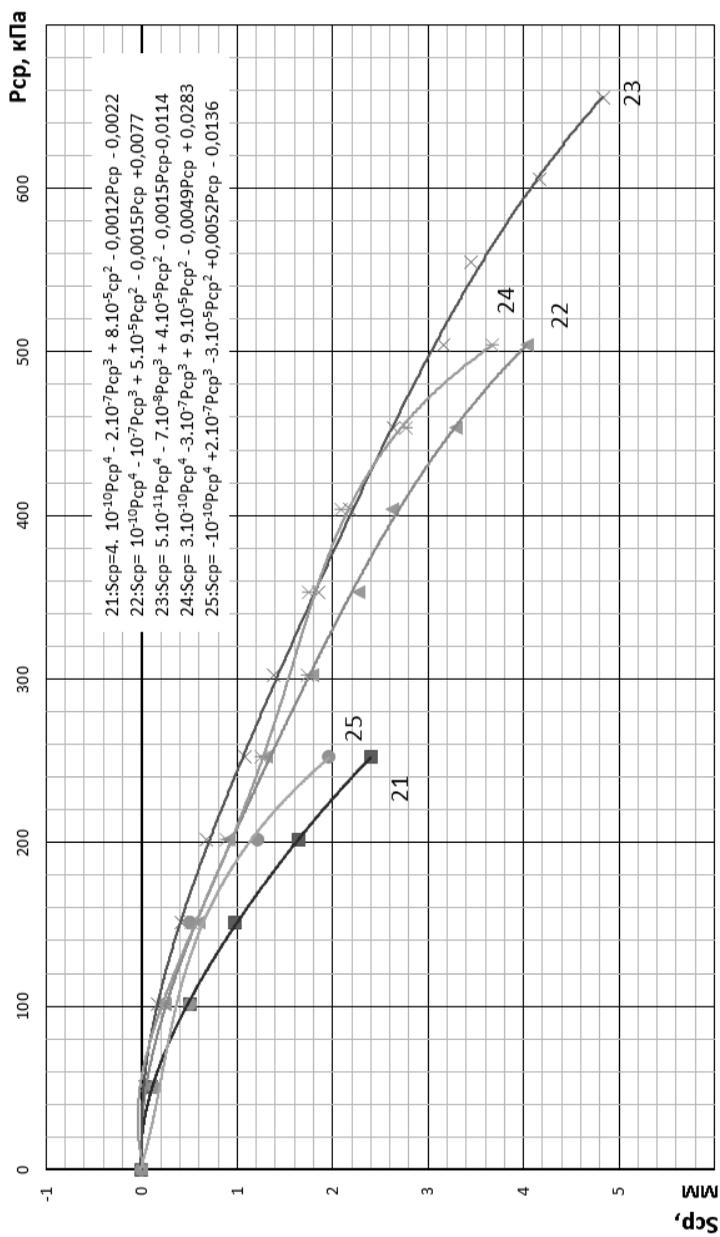


Рис. 1.34. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_0 :
 21 – 0,73; 22 – 0,36; 23 – 0; 24 – –0,36; 25 – –0,73

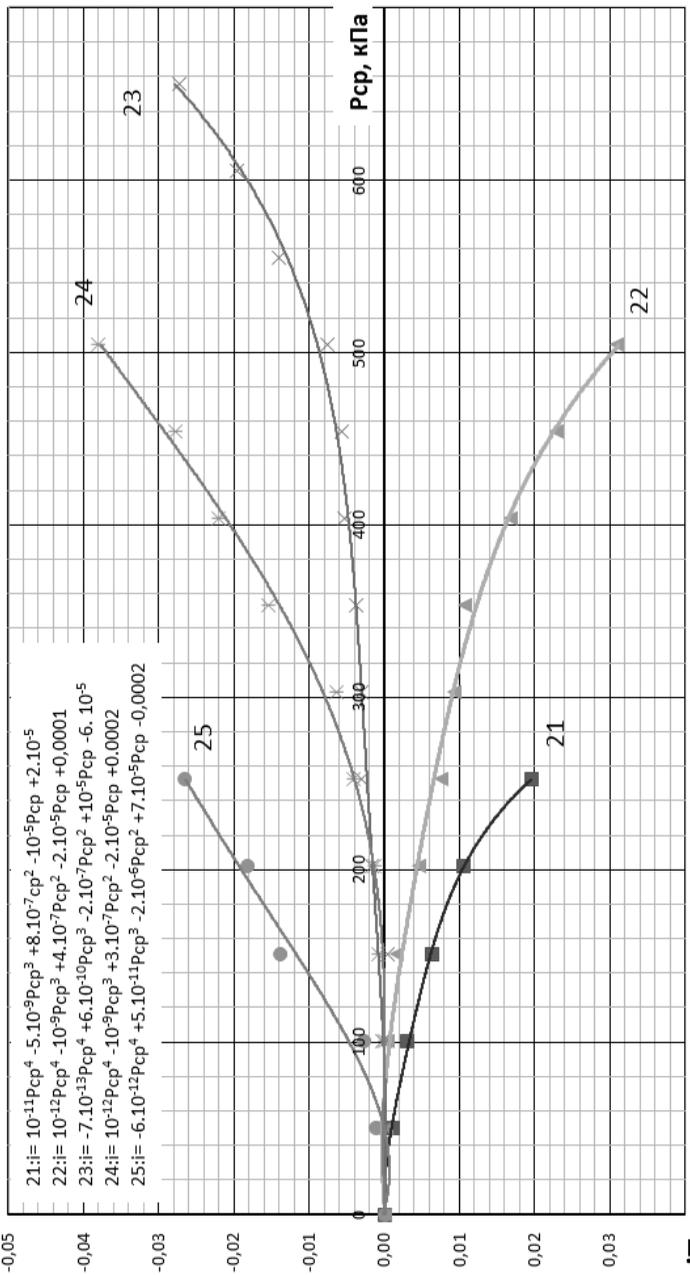


Рис. 1.35. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_{ij} :
 21 – 0,73; 22 – 0,36; 23 – 0; 24 – –0,36; 25 – –0,73

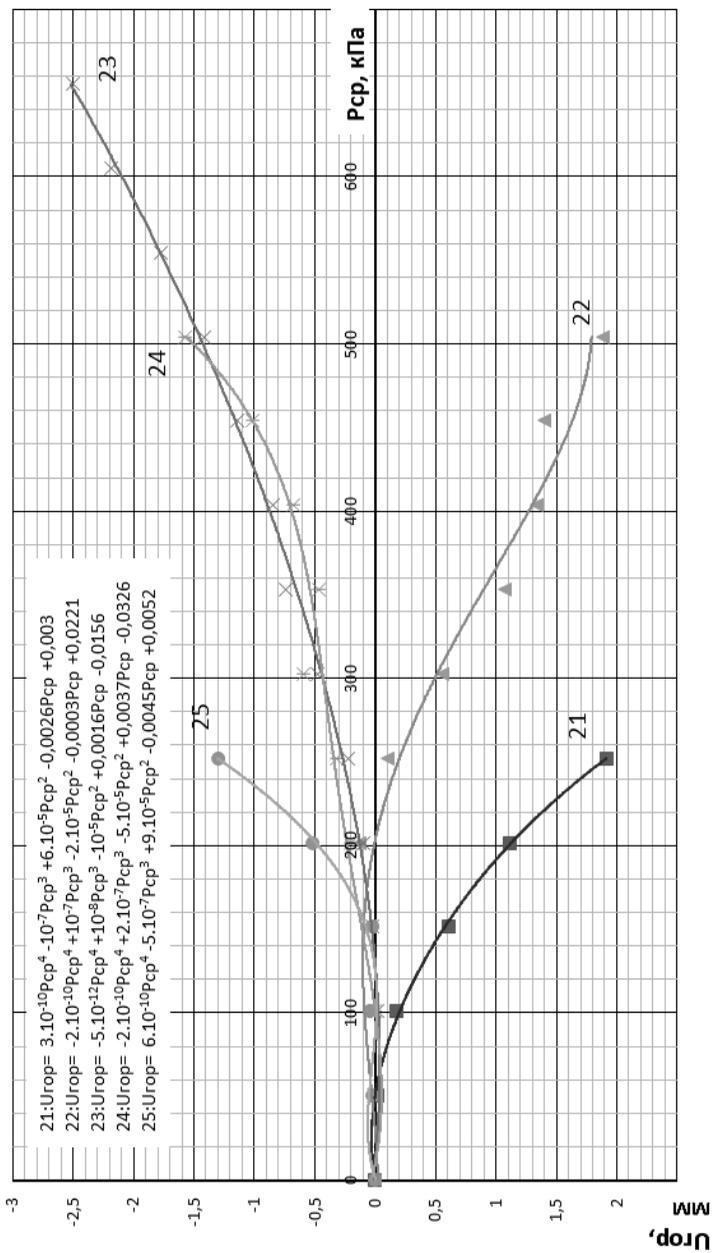


Рис. 1.36. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 0^\circ, \delta = 0^\circ$ от ϵ_0 :

21 – 0,73; 22 – 0,36; 23 – 0; 24 – -0,36; 25 – -0,73

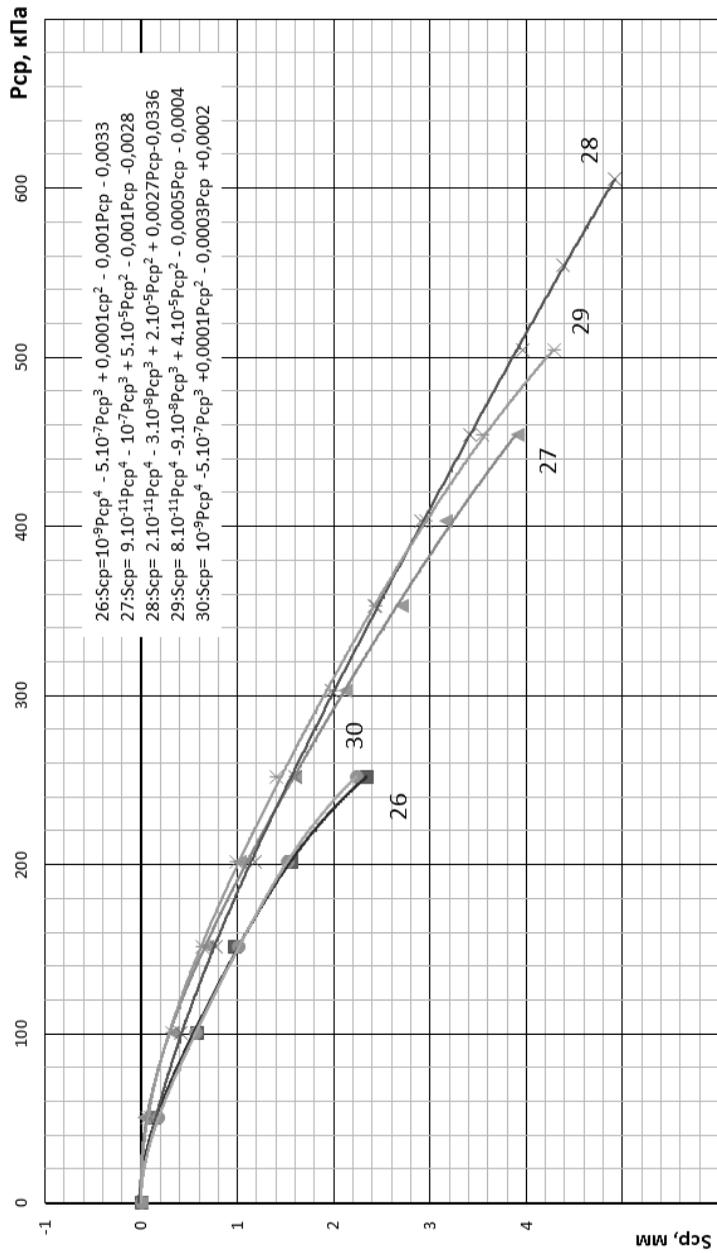


Рис. 1.37. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 0^\circ, \delta = 5^\circ$ от ϵ_0 :
 26 – 0,91; 27 – 0,55; 28 – 0,18; 29 – –0,55; 30 – –0,91

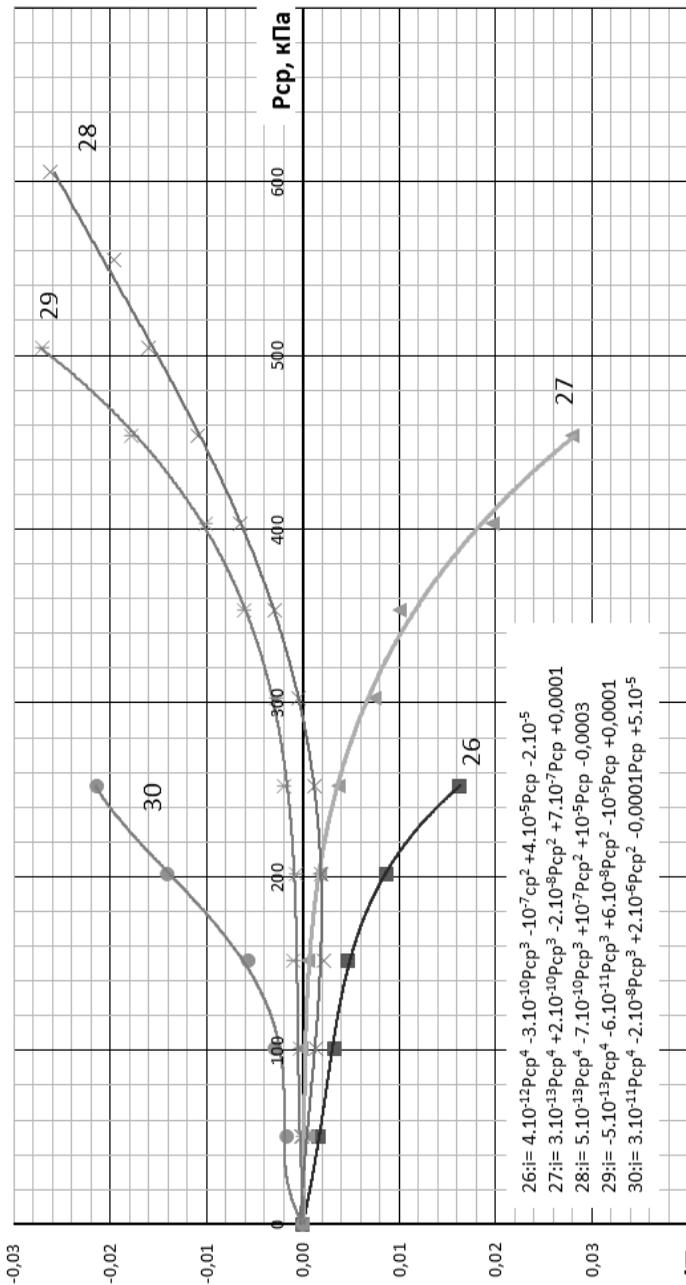


Рис. 1.38. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от ϵ_{ij} :
 26 – 0,91; 27 – 0,55; 28 – 0,18; 29 – –0,55; 30 – –0,91

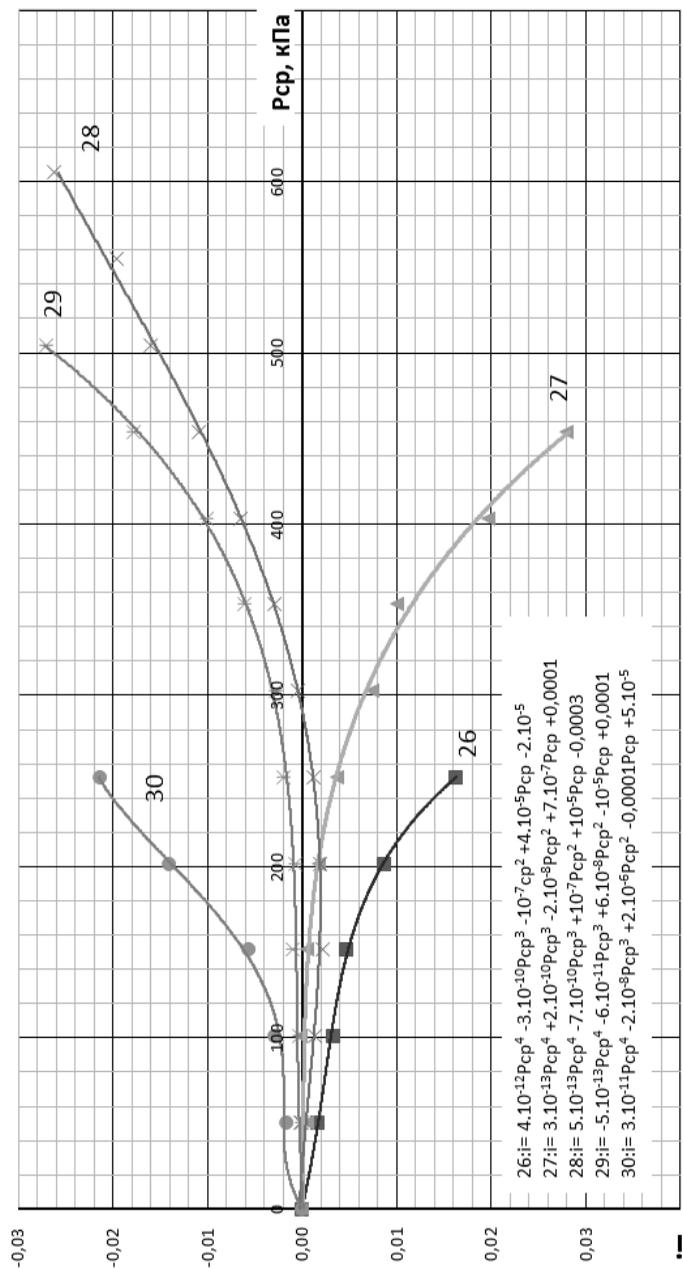


Рис. 1.39. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от e_0 :
 26 – 0,91; 27 – 0,55; 28 – 0,18; 29 – –0,55; 30 – –0,91

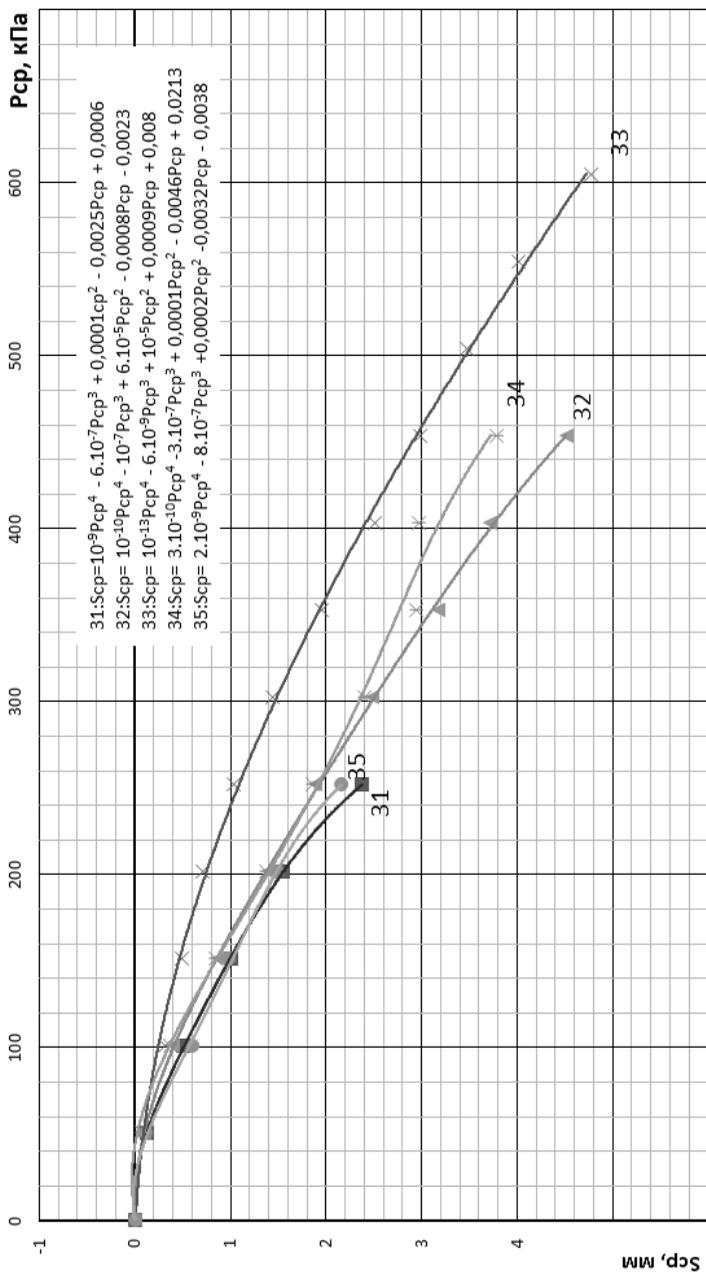


Рис. 1.40. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от ϵ_0 :

31 – 1,13; 32 – 0,76; 33 – 0,4; 34 – –0,76; 35 – –1,13

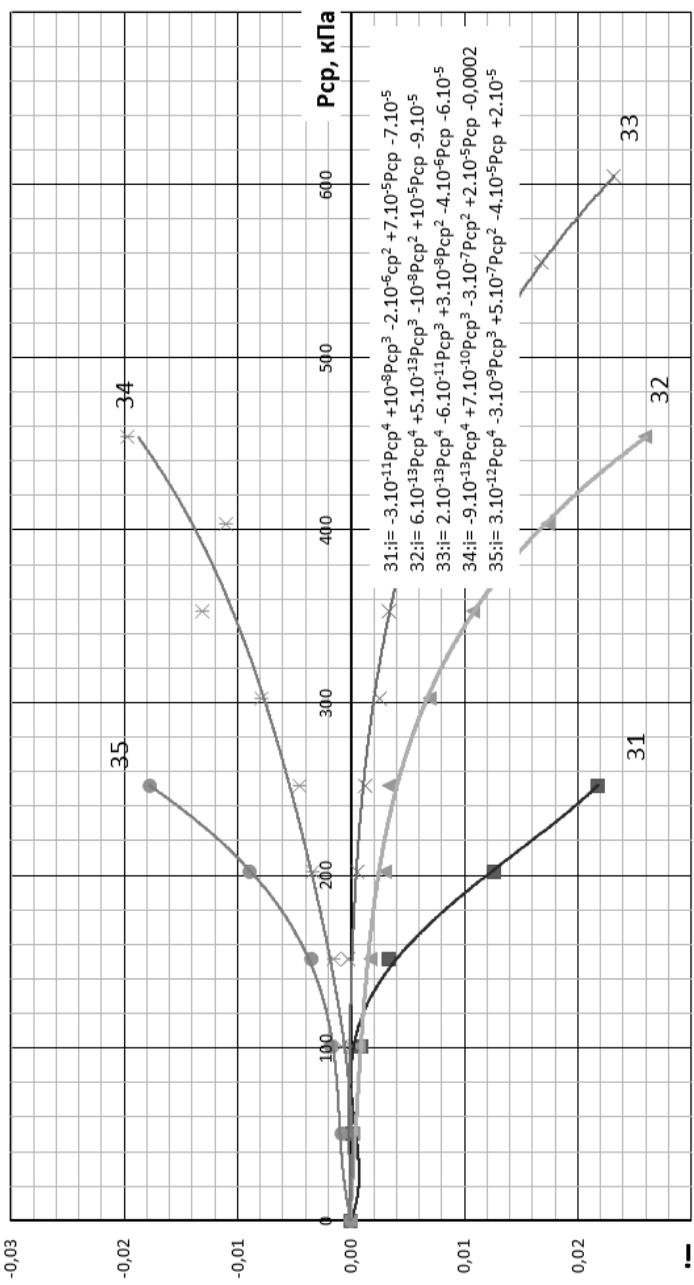


Рис. 1.41. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от ϵ :
 31 – 1,13; 32 – 0,76; 33 – 0,4; 34 – -0,76; 35 – -1,13.

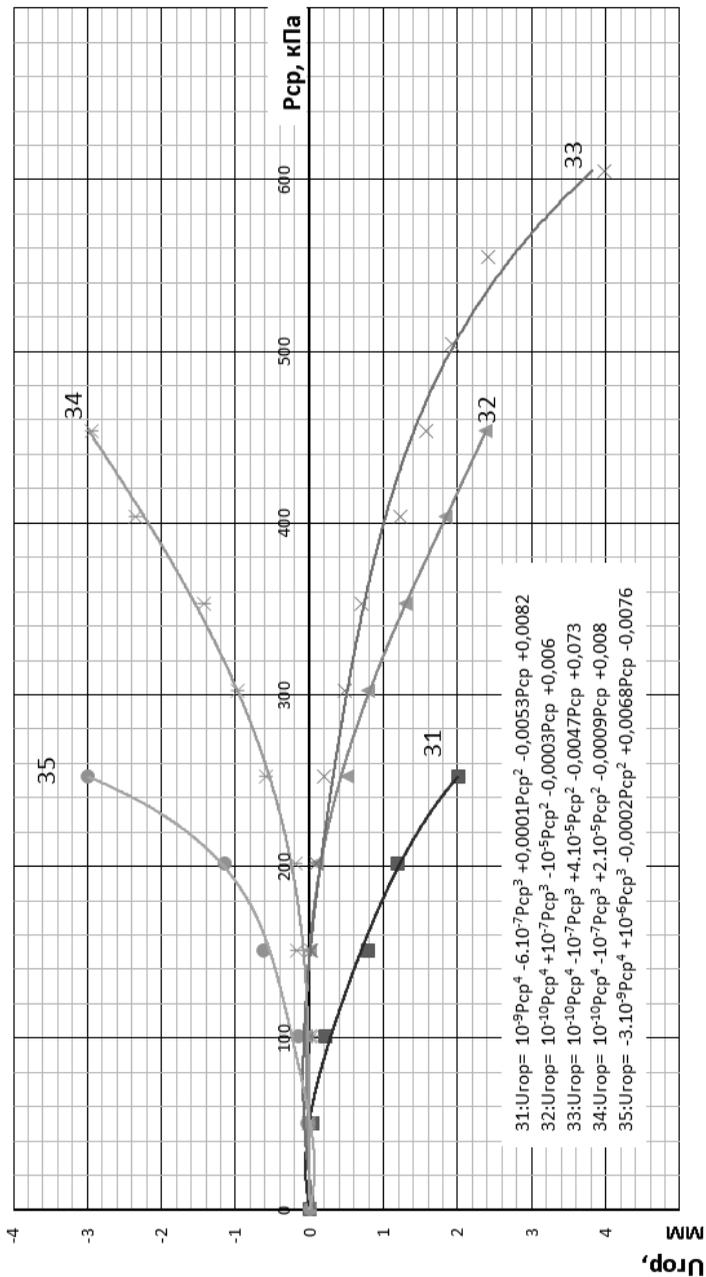


Рис. 1.42. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от ϵ_r :

31 – 1,13; 32 – 0,76; 33 – 0,4; 34 – -0,76; 35 – -1,13

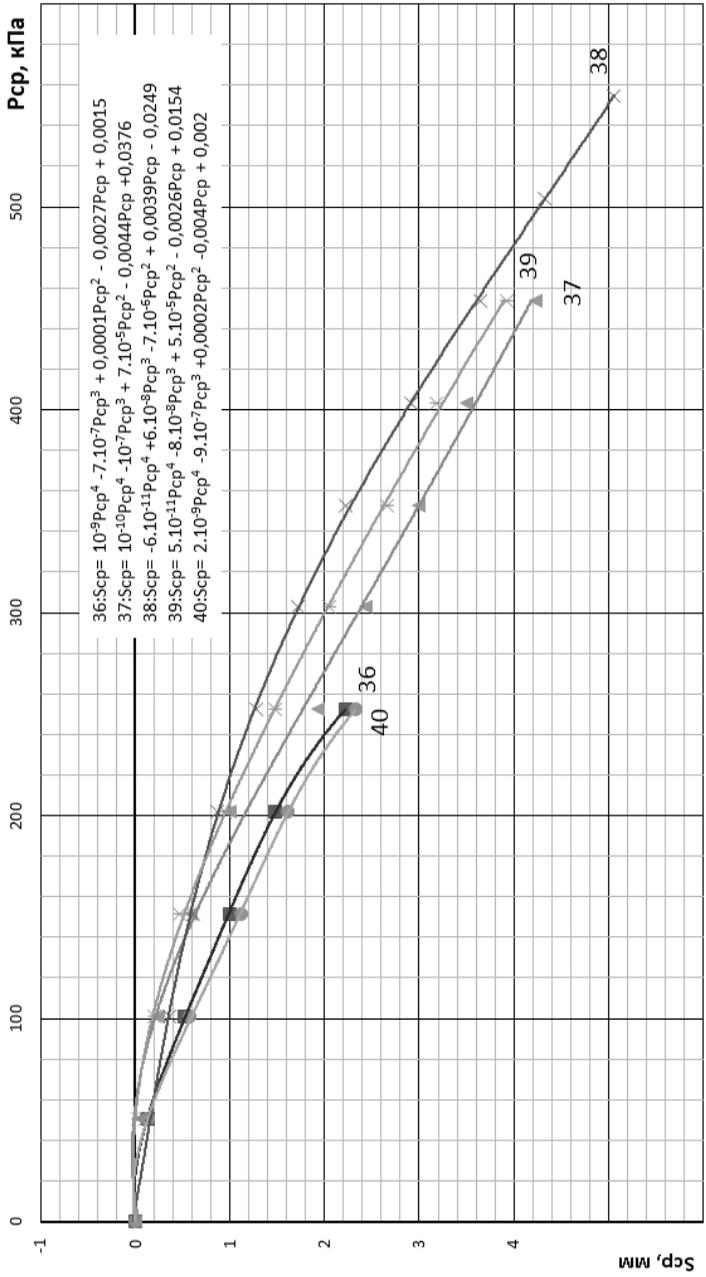


Рис. 1.43. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от ϵ_0 :
 36 – 1,33; 37 – 0,97; 38 – 0,60; 39 – –0,97; 40 – –1,33

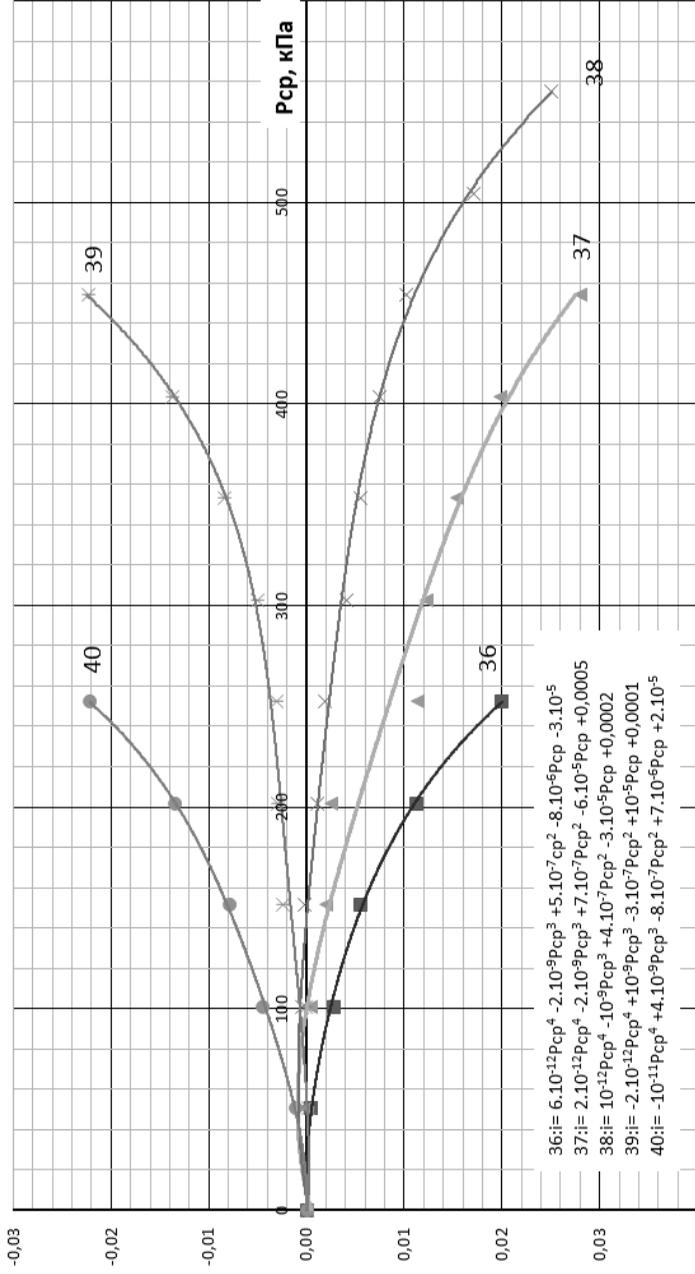


Рис. 1.44. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от ϵ_r :
 36 – 1,33; 37 – 0,97; 38 – 0,60; 39 – -0,97; 40 – -1,33

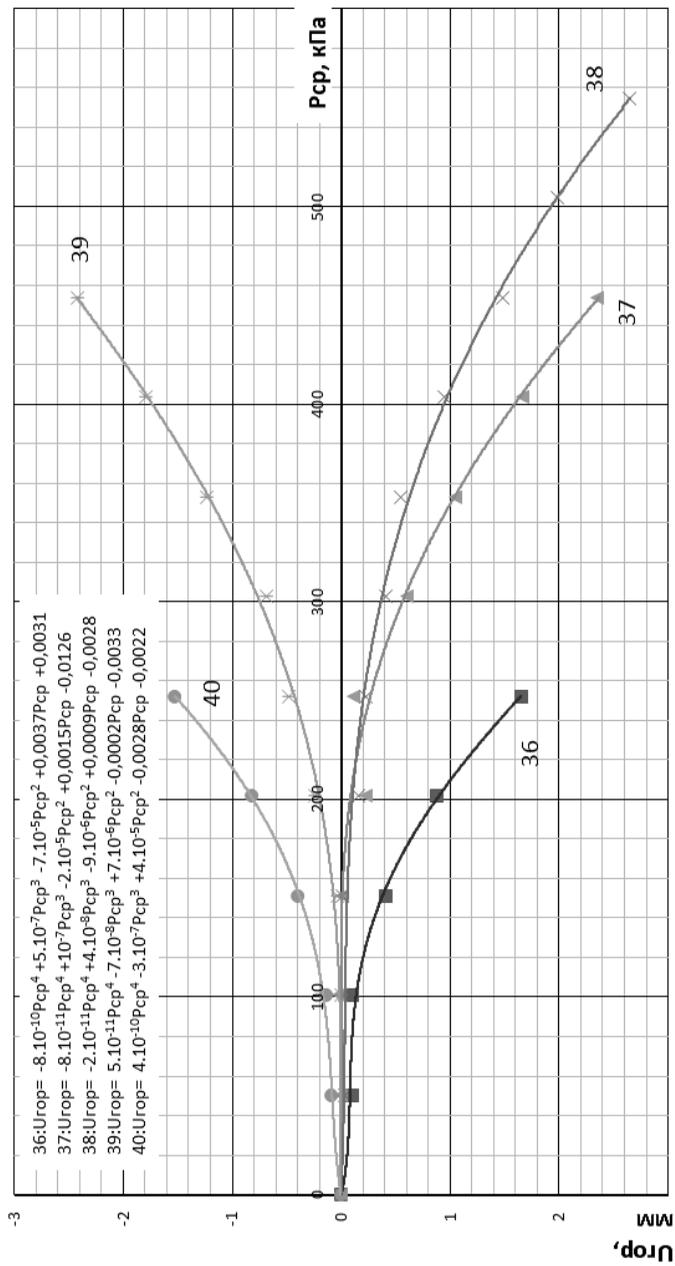


Рис. 1.45. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от e_0 :

36 – 1,33; 37 – 0,97; 38 – 0,60; 39 – –0,97; 40 – –1,33

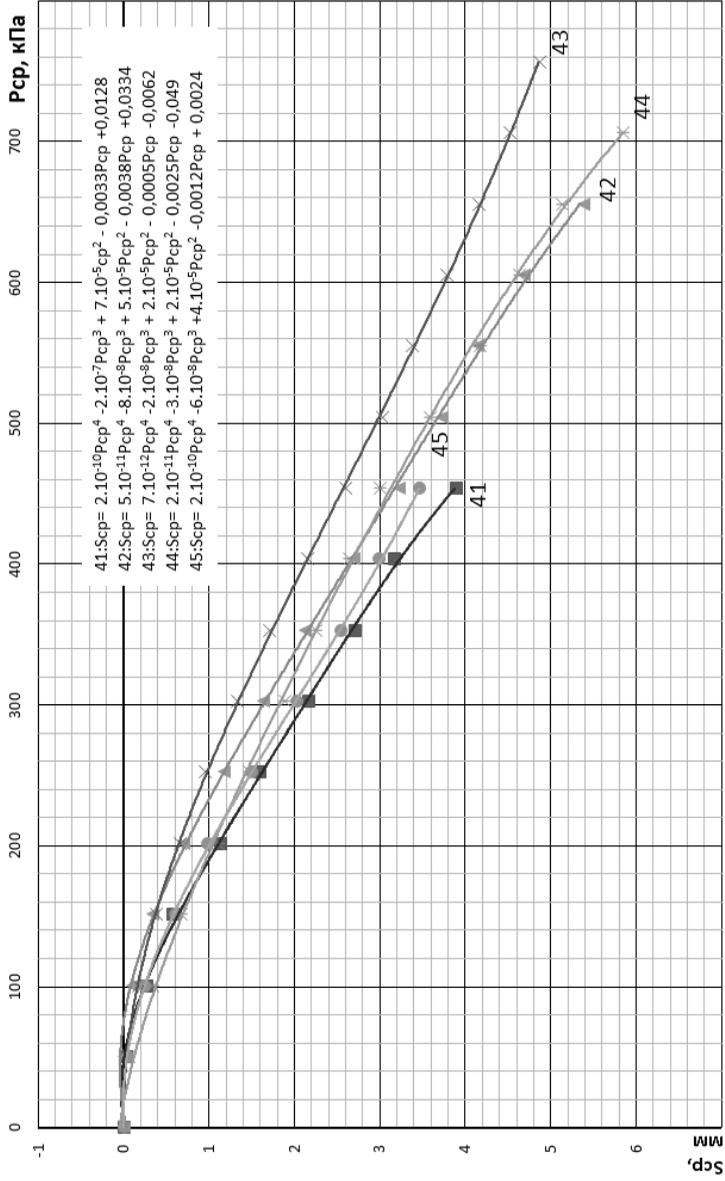


Рис. 1.46. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_0 :
41 – 0,73; 42 – 0,36; 43 – 0; 44 – -0,36; 45 – -0,73

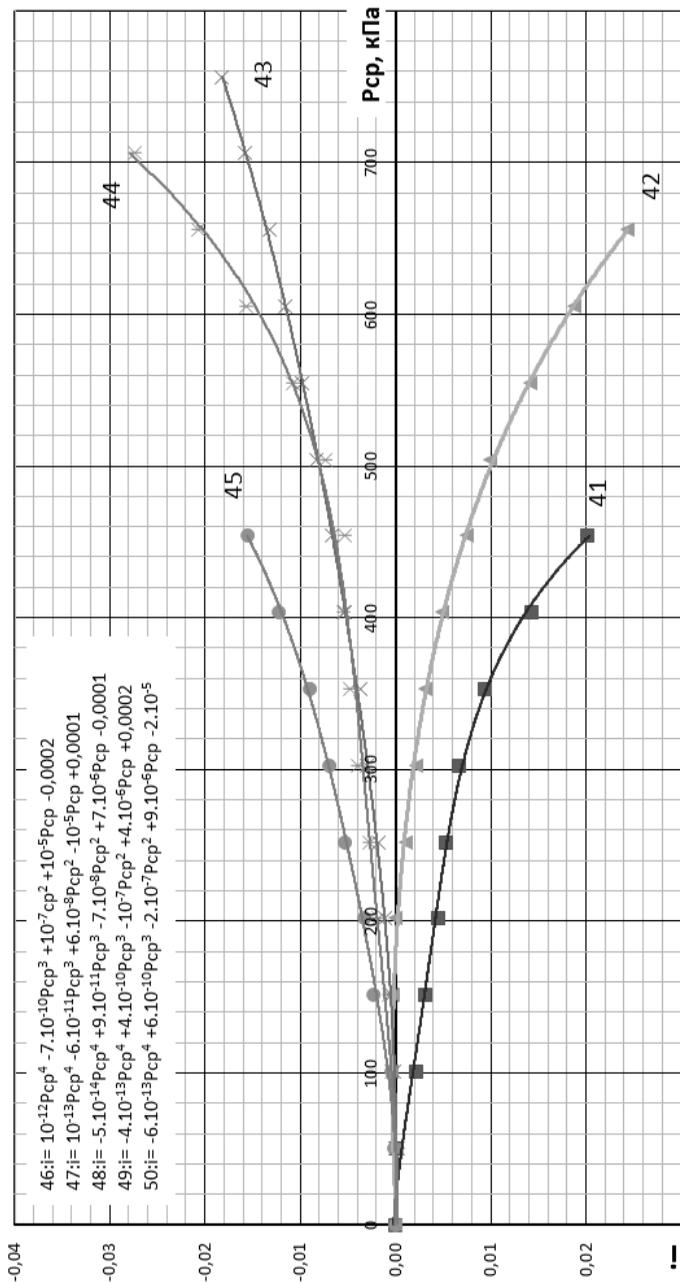


Рис. 1.47. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от сф:
 41 – 0,73; 42 – 0,36; 43 – 0; 44 – –0,36; 45 – –0,73

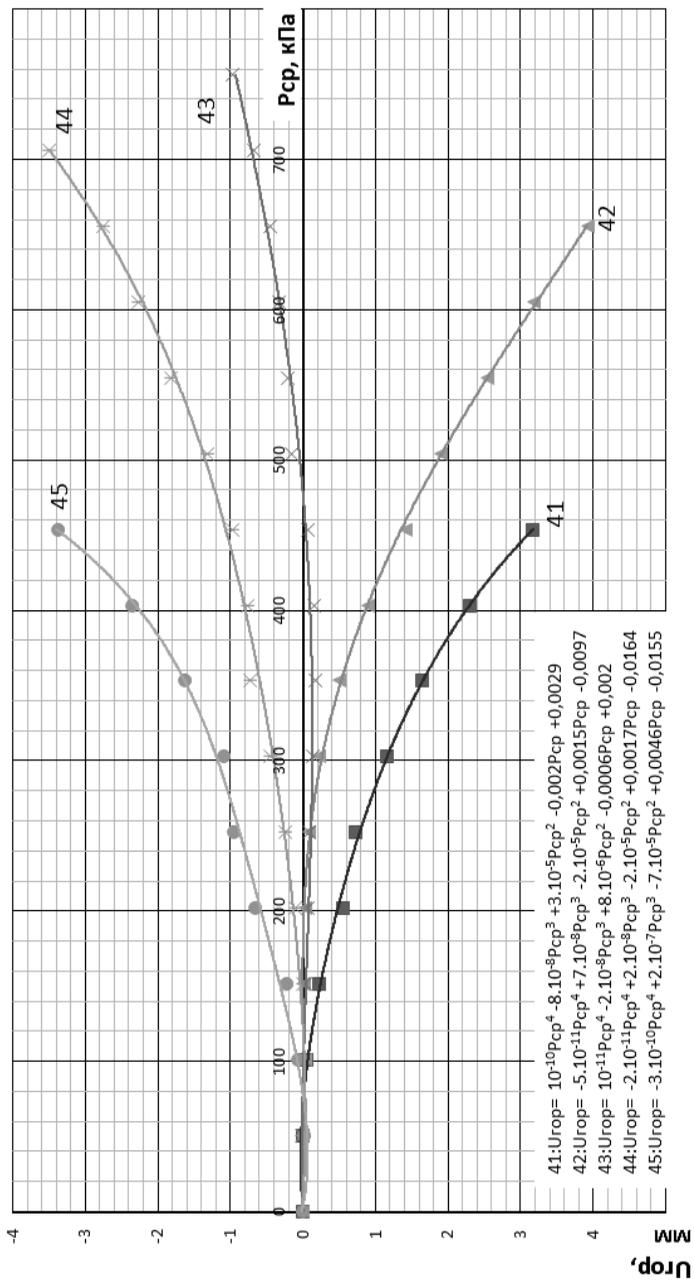


Рис. 1.48. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_r :

41 – 0,73; 42 – 0,36; 43 – 0; 44 – -0,36; 45 – -0,73

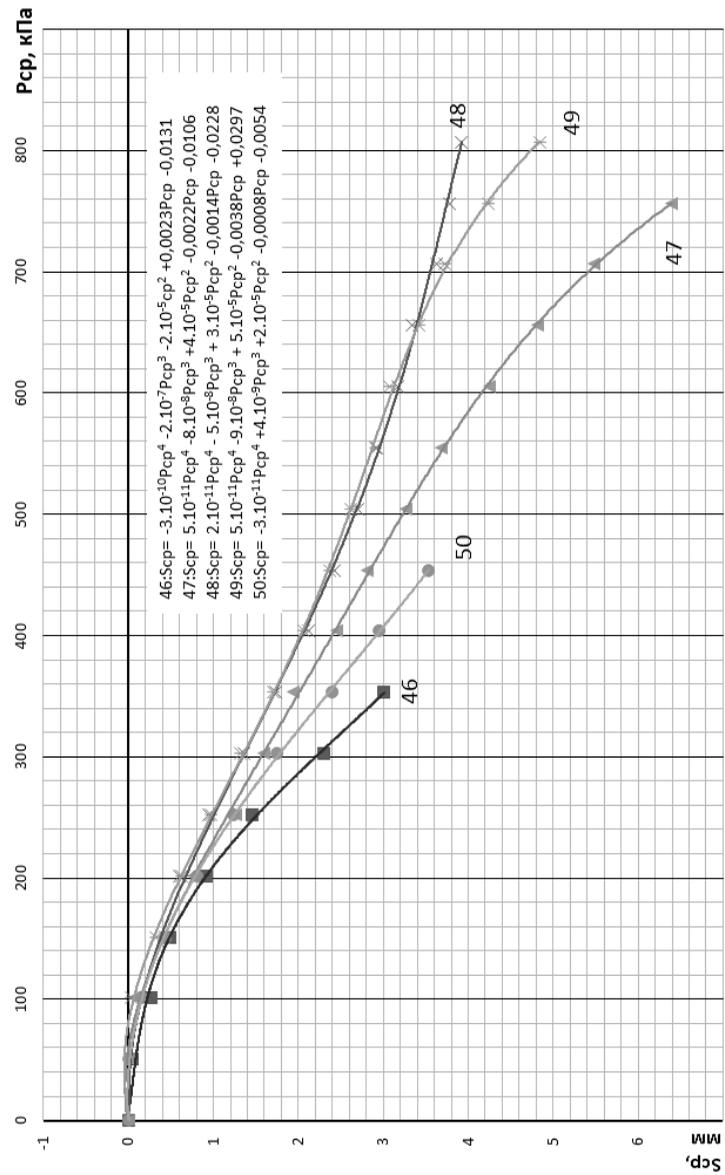


Рис. 1.49. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от ϵ_0 :
 46 – 0,91; 47 – 0,55; 48 – 0,18; 49 – –0,55; 50 – –0,91

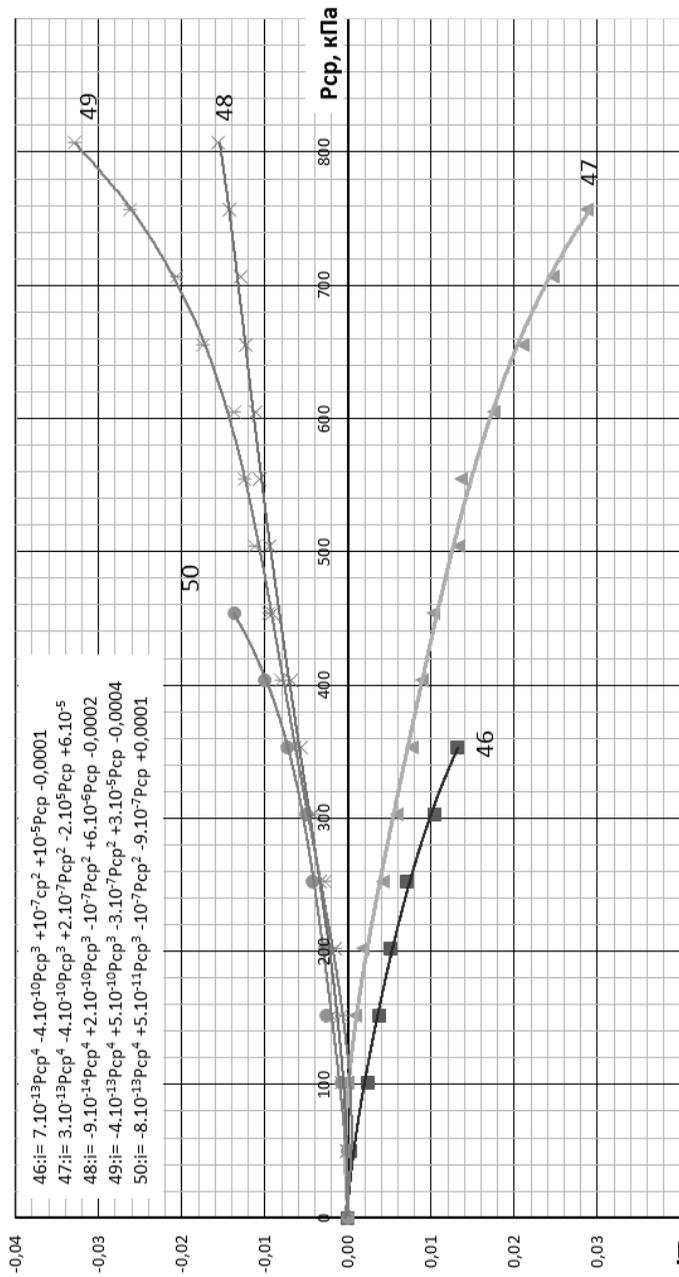


Рис. 1.50. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от сф:
 46 – 0,91; 47 – 0,55; 48 – 0,18; 49 – -0,55; 50 – -0,91

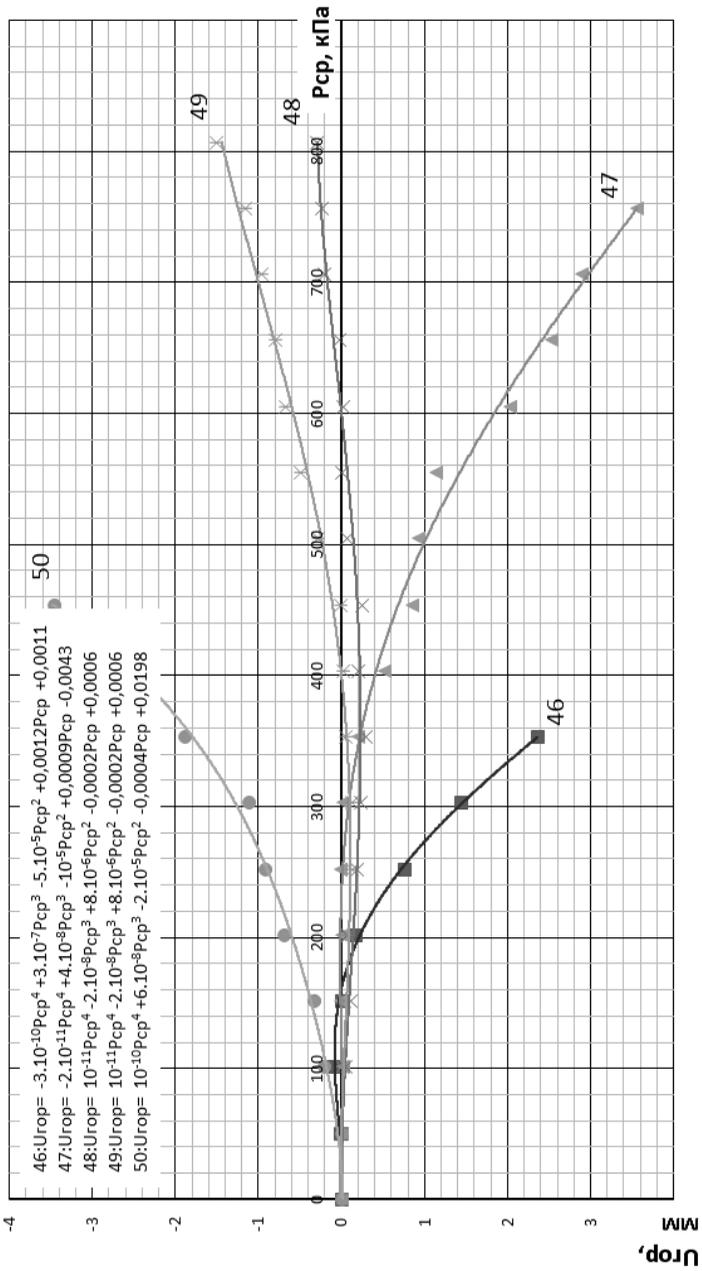


Рис. 1.51. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от ϵ_0 :

46 – 0,91; 47 – 0,55; 48 – 0,18; 49 – –0,55; 50 – –0,91

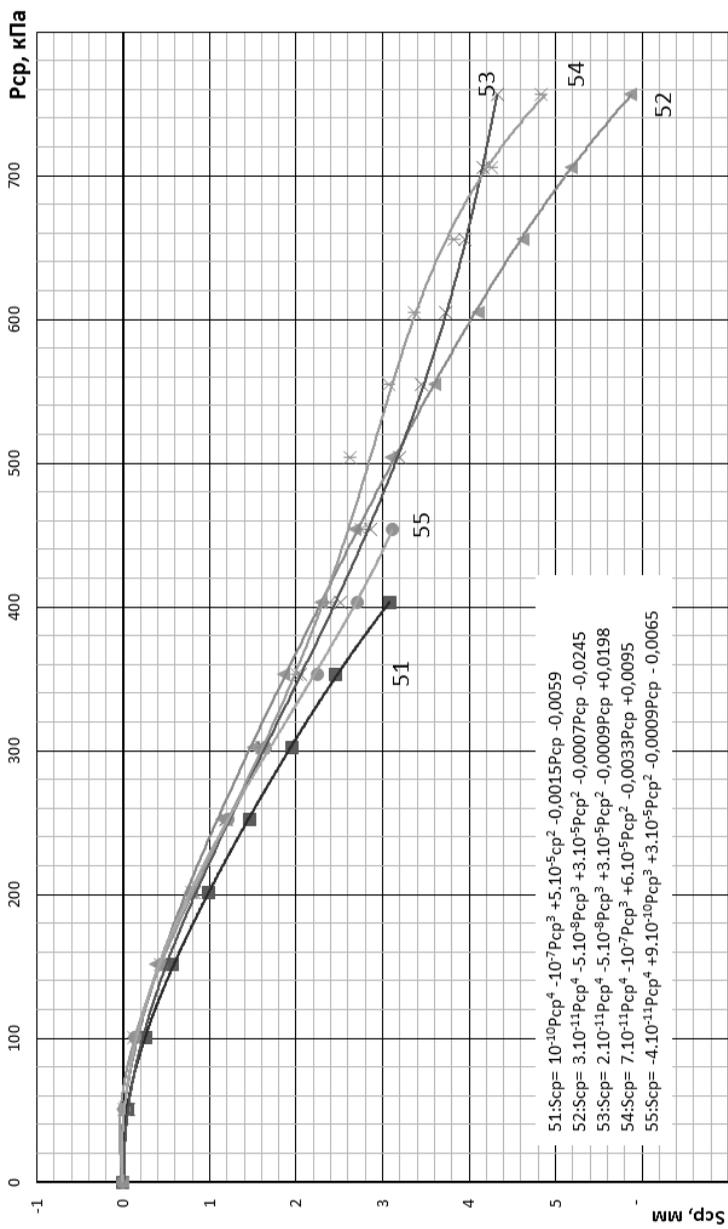


Рис. 1.52. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от e_0 :

51 – 1,13; 52 – 0,76; 53 – 0,4; 54 – –0,76; 55 – –1,13

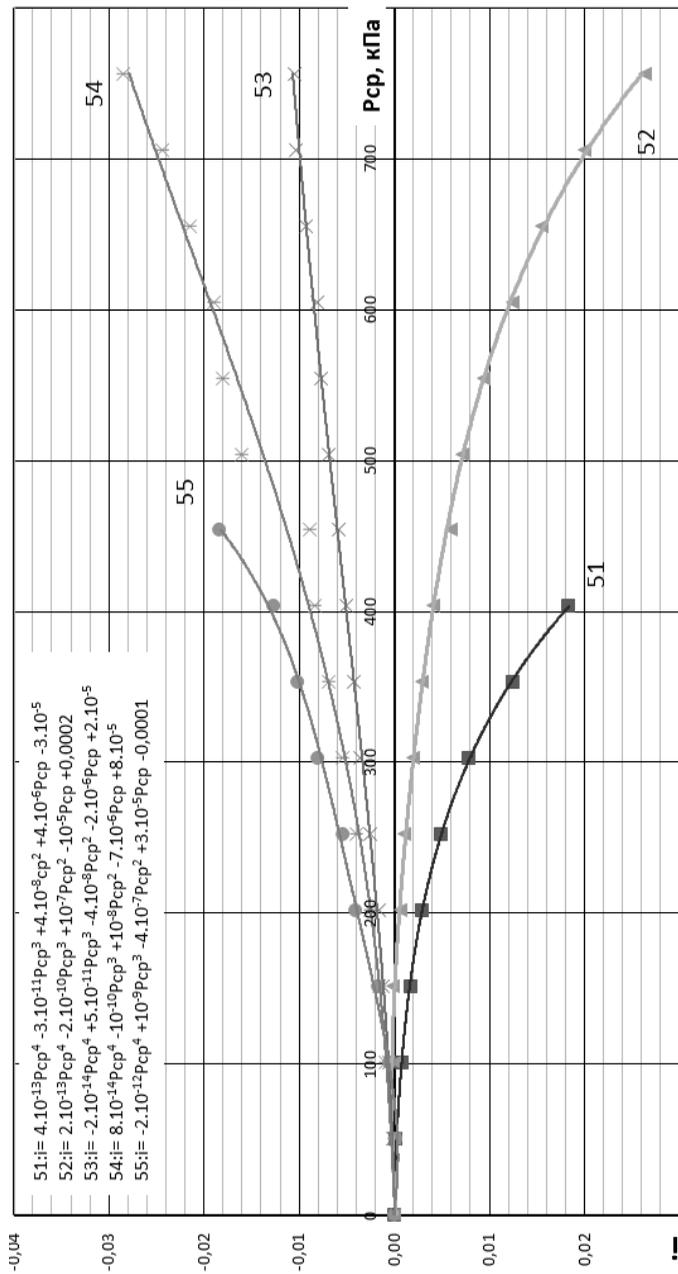


Рис. 1.53. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от ϵ_0 :

51 – 1,13; 52 – 0,76; 53 – 0,4; 54 – –0,76; 55 – –1,13

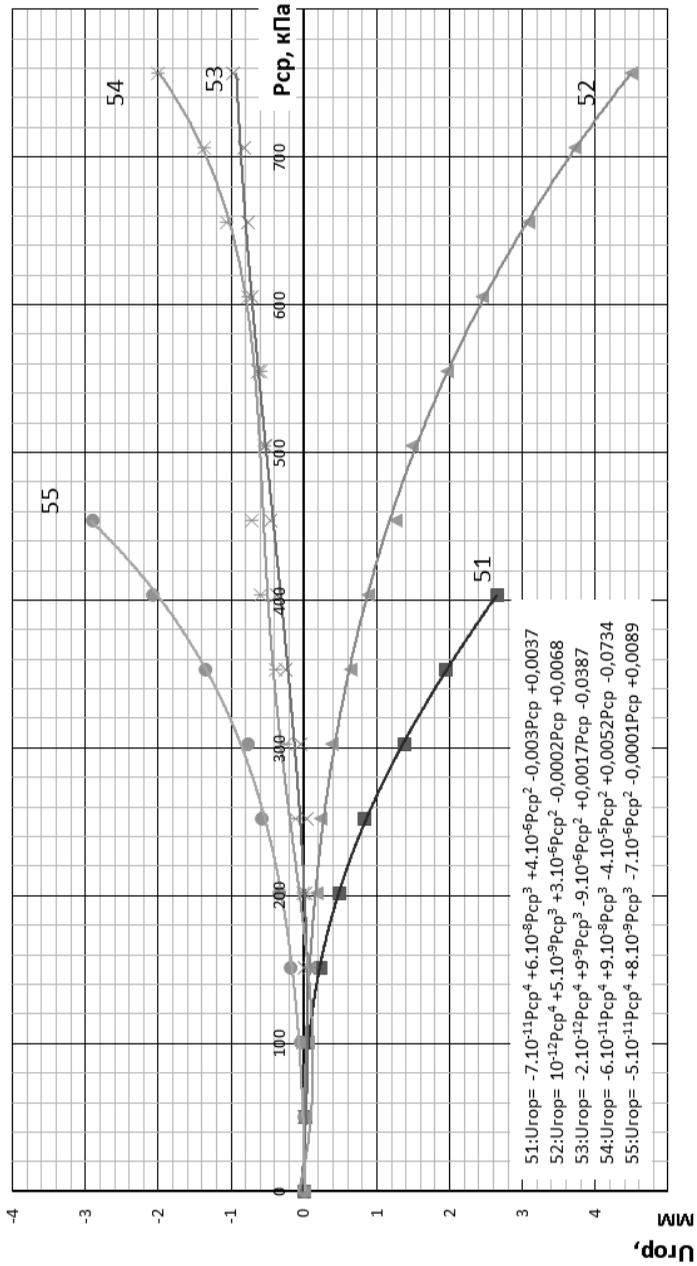


Рис. 1.54. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от e_p :

51 – 1,13; 52 – 0,76; 53 – 0,4; 54 – -0,76; 55 – -1,13

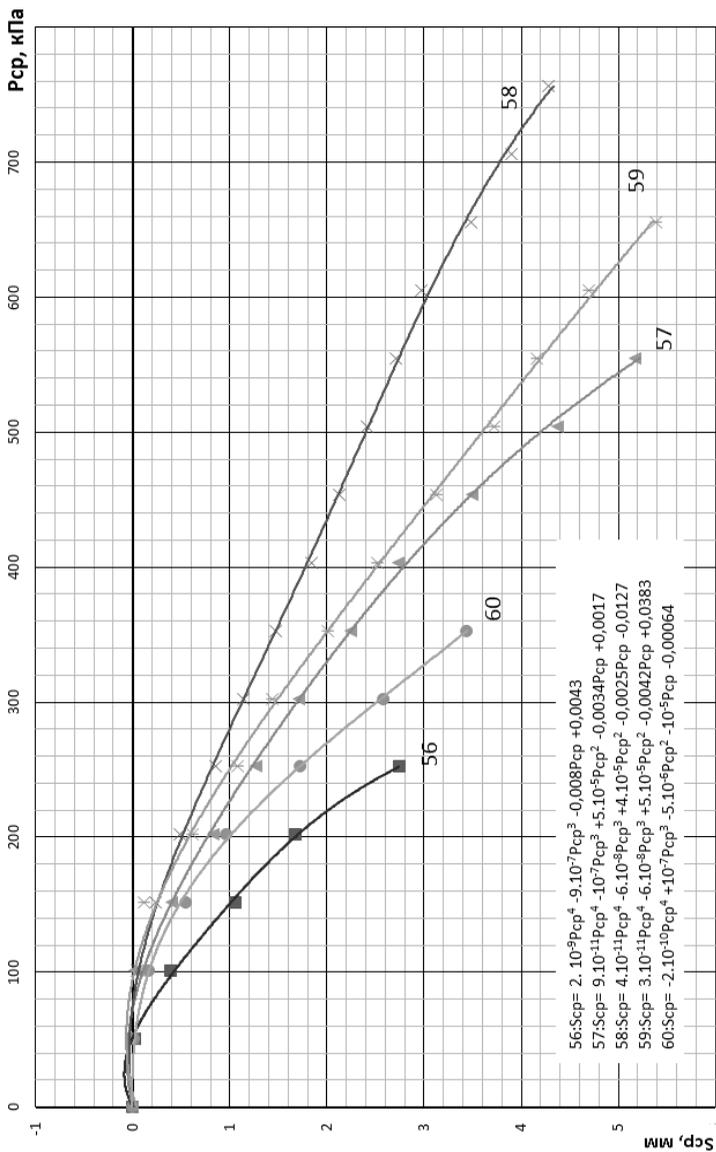


Рис. 1.55. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от ϵ_0 :
 56 – 1,33; 57 – 0,97; 58 – 0,60; 59 – -0,97; 60 – -1,33

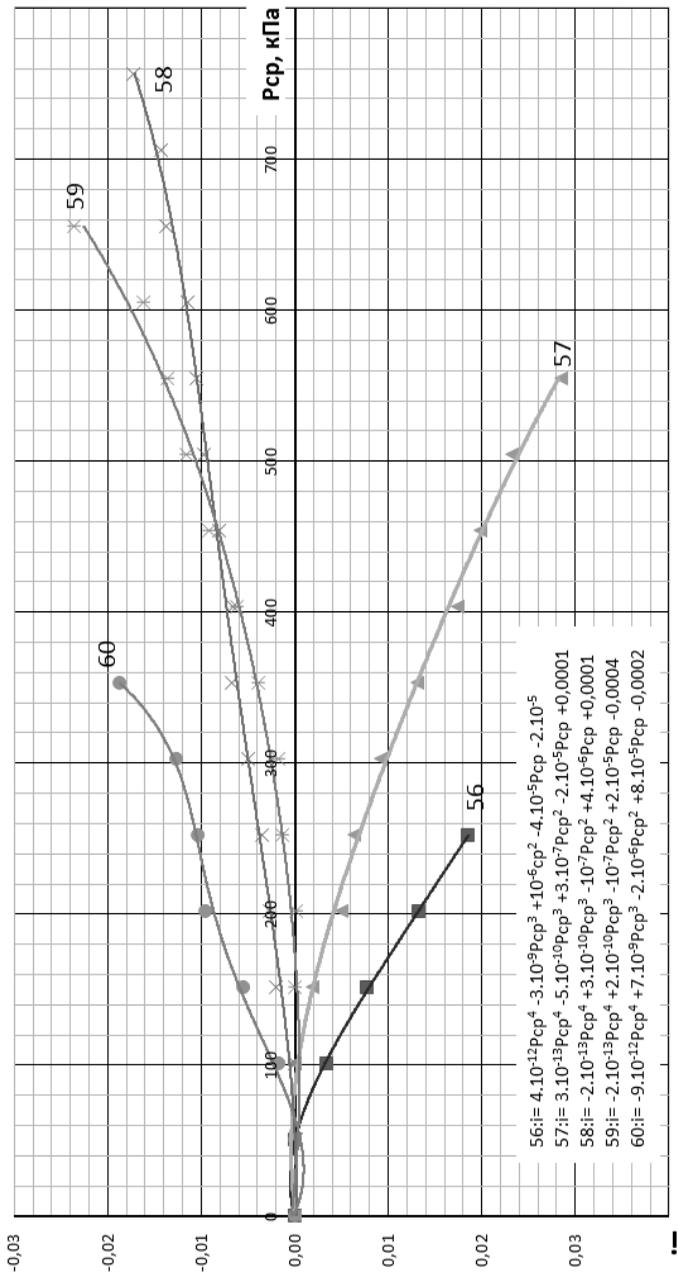


Рис. 1.56. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 18^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от ϵ_0 :

56 – 1,33; 57 – 0,97; 58 – 0,60; 59 – –0,97; 60 – –1,33

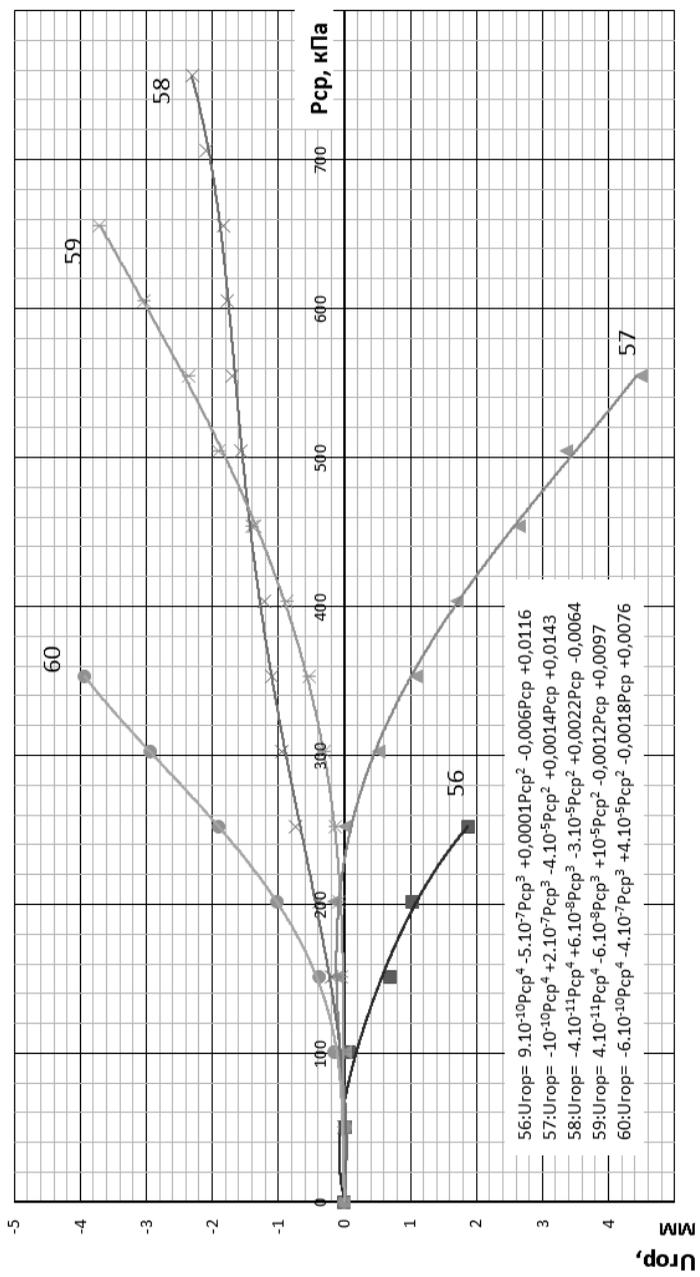


Рис. 1.57. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ, \delta = 15^\circ$ от с/р:
 56 – 1,33; 57 – 0,97; 58 – 0,60; 59 – –0,97; 60 – –1,33

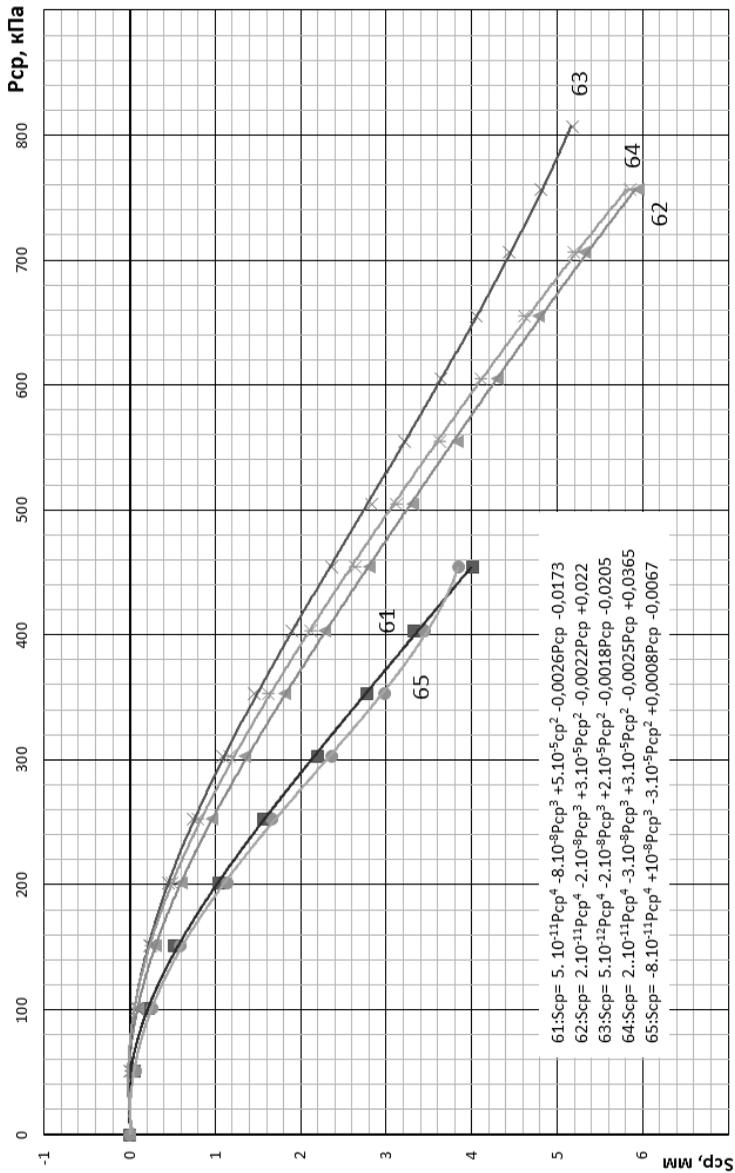


Рис. 1.58. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_0 :
 61 – 0,73; 62 – 0,36; 63 – 0; 64 – –0,36; 65 – –0,73

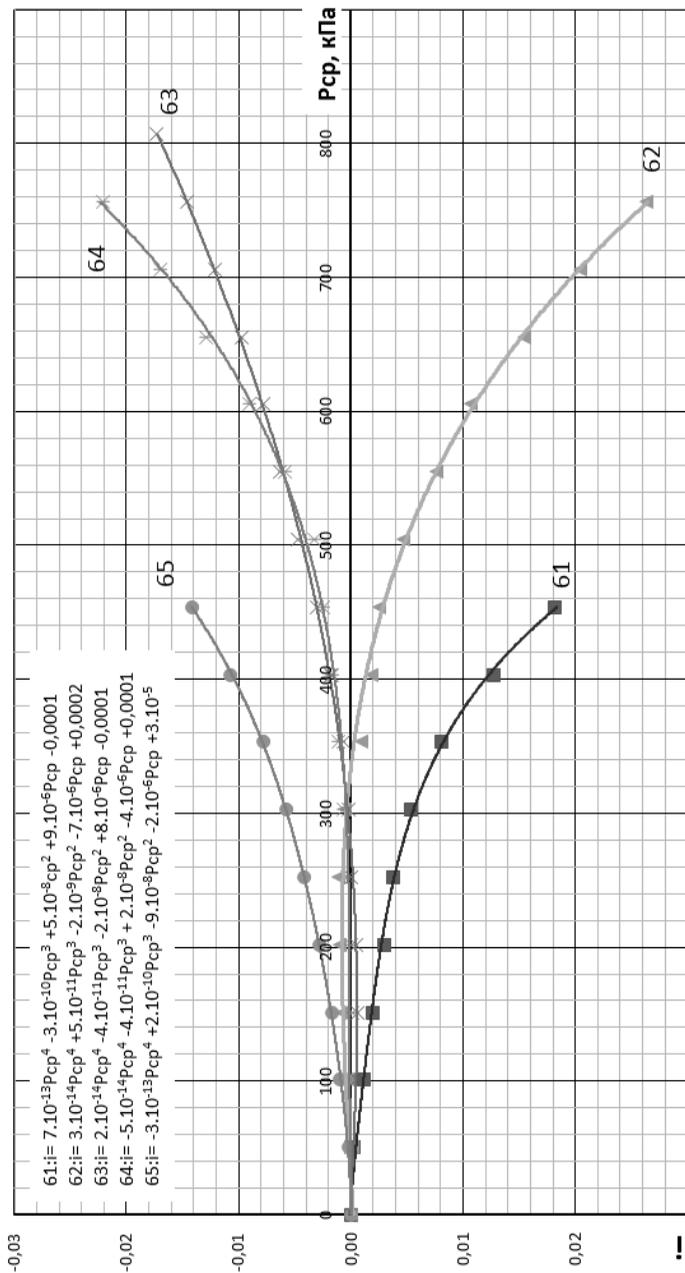


Рис. 1.59. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_{ij} :
 61 – 0,73; 62 – 0,36; 63 – 0; 64 – –0,36; 65 – –0,73

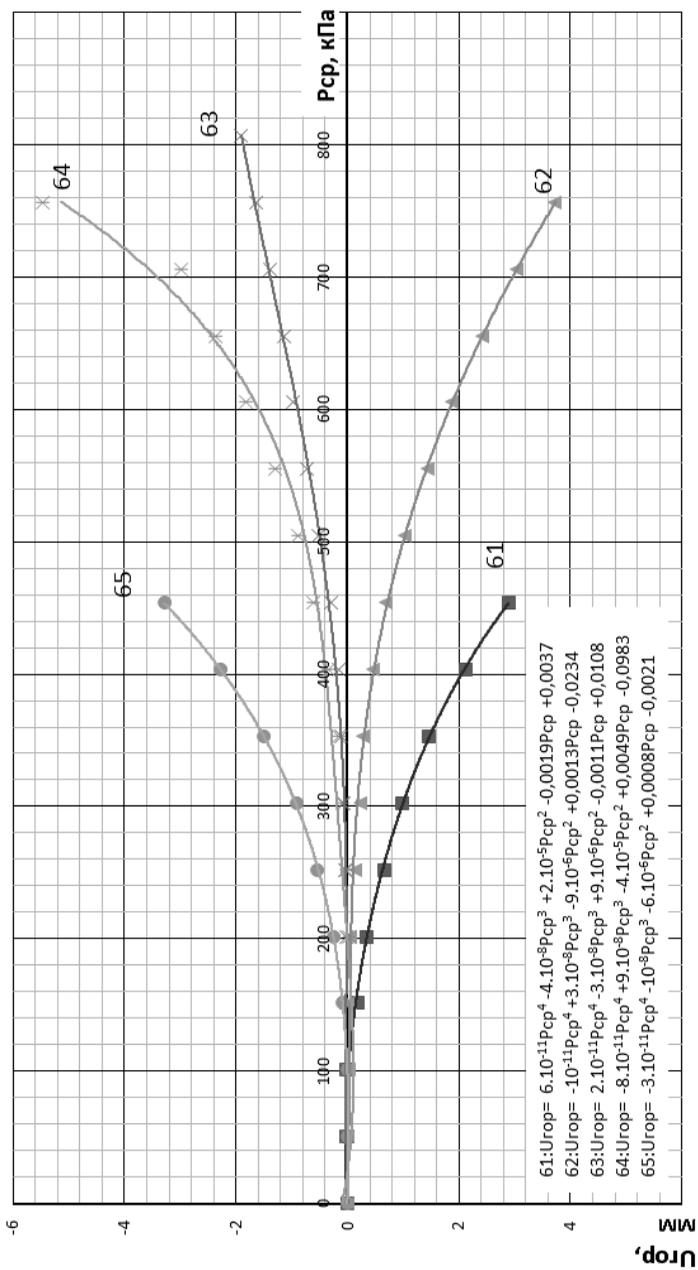


Рис. 1.60. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 0^\circ$ от ϵ_0 :

61 – 0,73; 62 – 0,36; 63 – 0; 64 – –0,36; 65 – –0,73

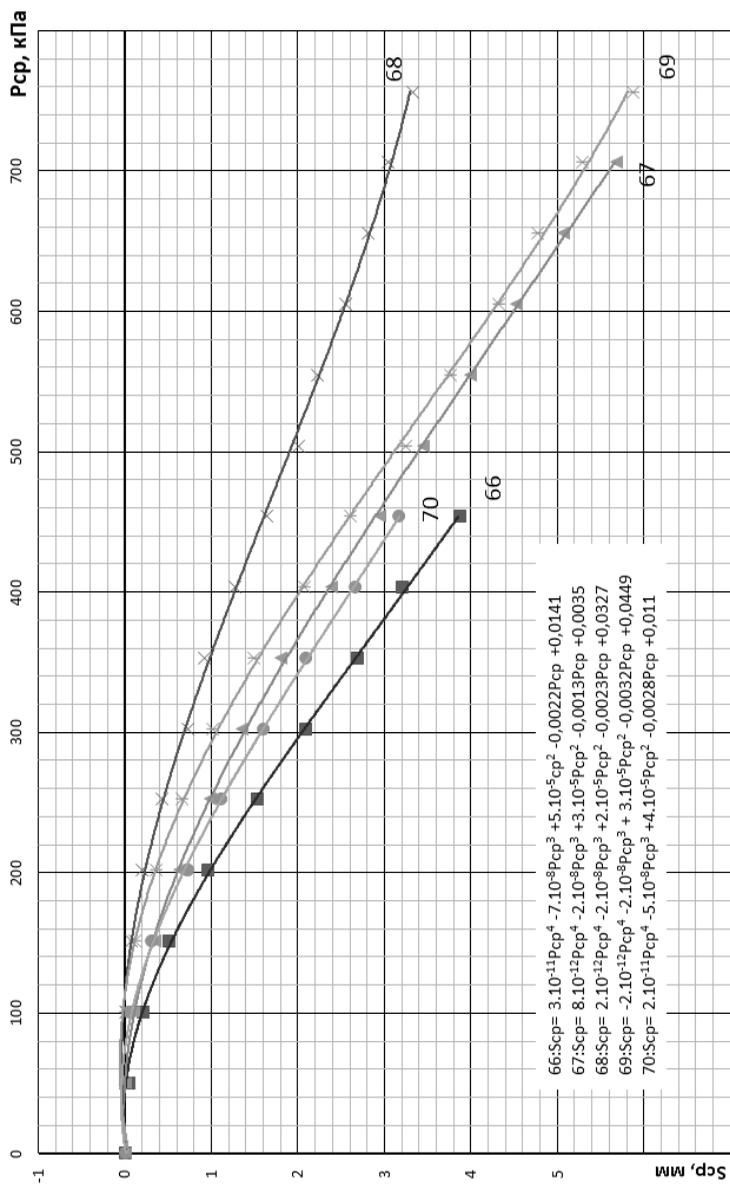


Рис. 1.61. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от ϵ_0 :
 66 – 0,91; 67 – 0,55; 68 – 0,18; 69 – –0,55; 70 – –0,91

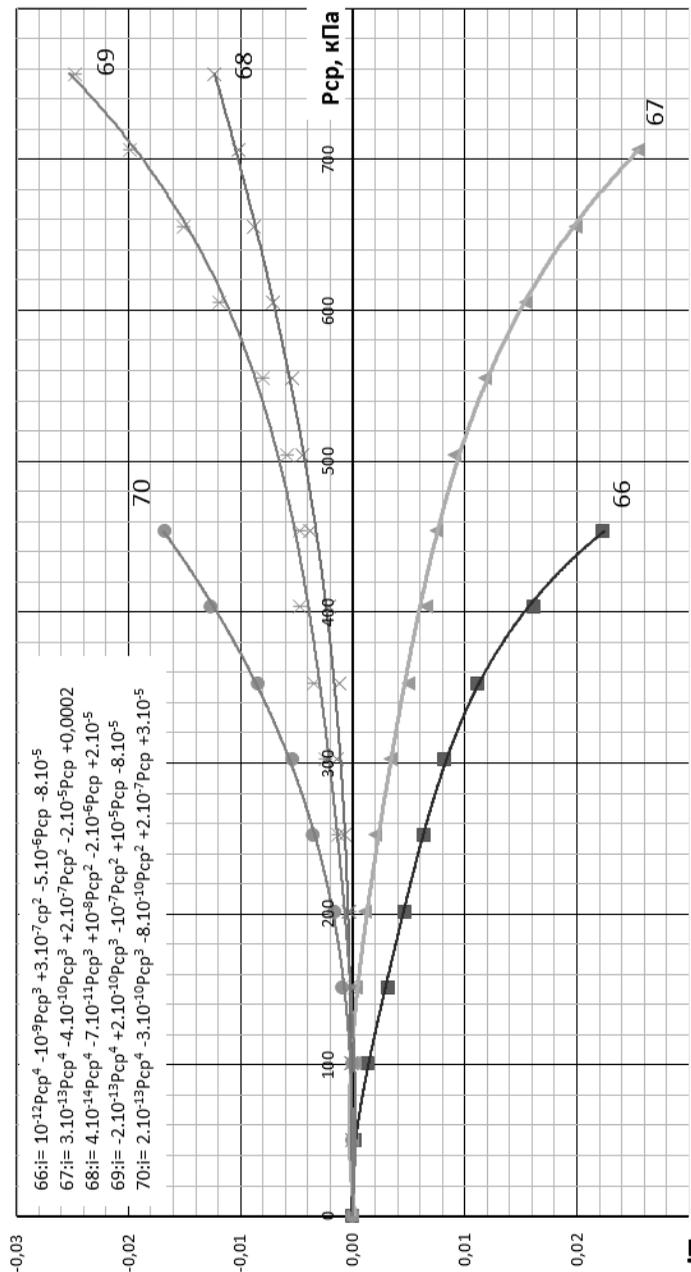


Рис. 1.62. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от ϵ_0 :
 66 – 0,91; 67 – 0,55; 68 – 0,18; 69 – –0,55; 70 – –0,91

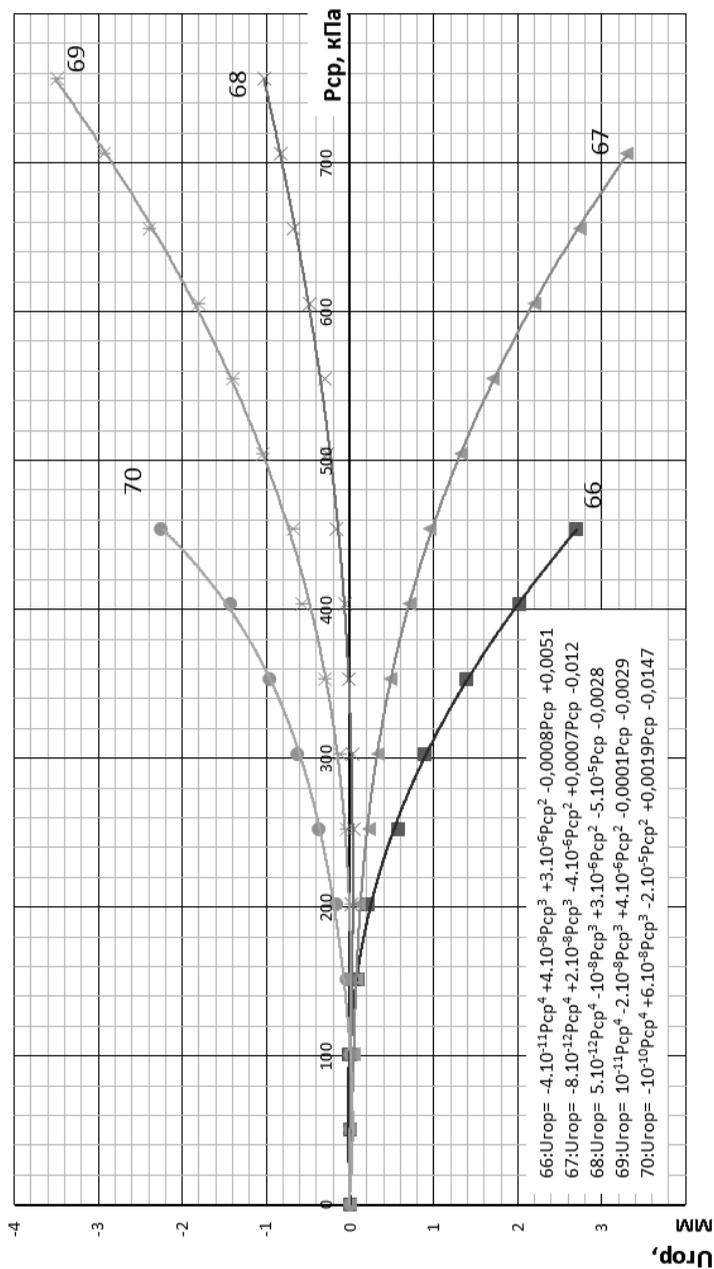


Рис. 1.63. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 5^\circ$ от ϵ_0 :
 66 – 0,91; 67 – 0,55; 68 – 0,18; 69 – –0,55; 70 – –0,91

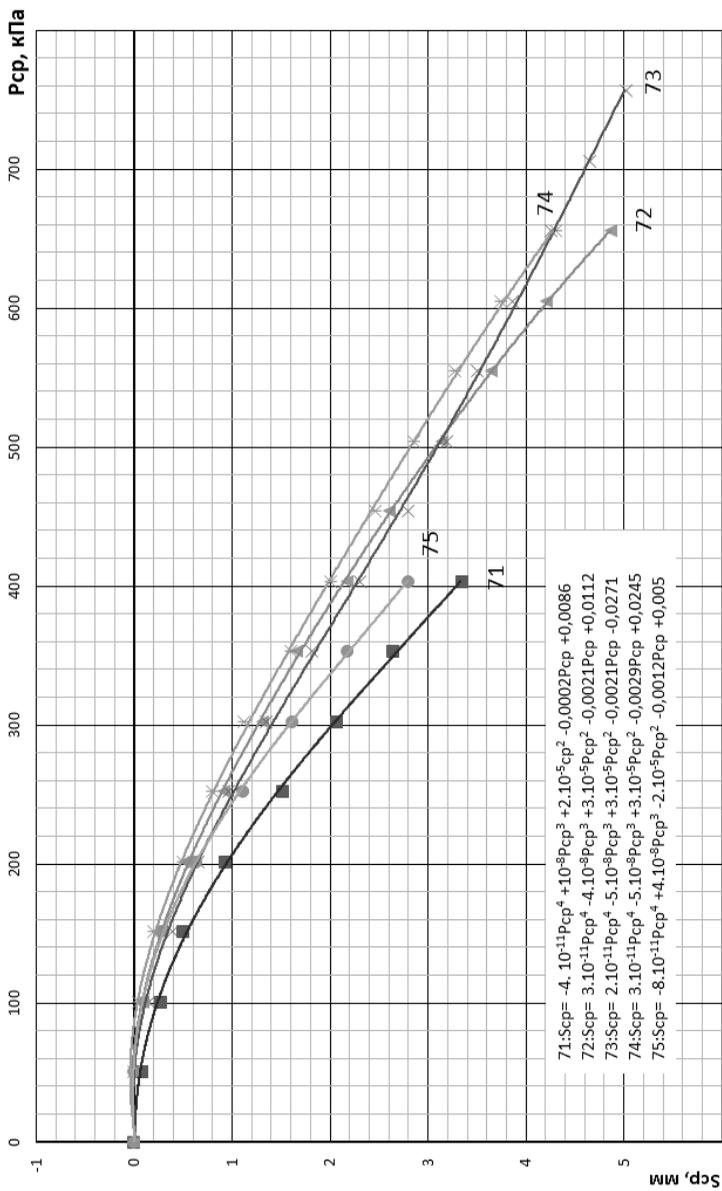


Рис. 1.64. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от ϵ_0 :

71 – 1,13; 72 – 0,76; 73 – 0,4; 74 – –0,76; 75 – 1,13

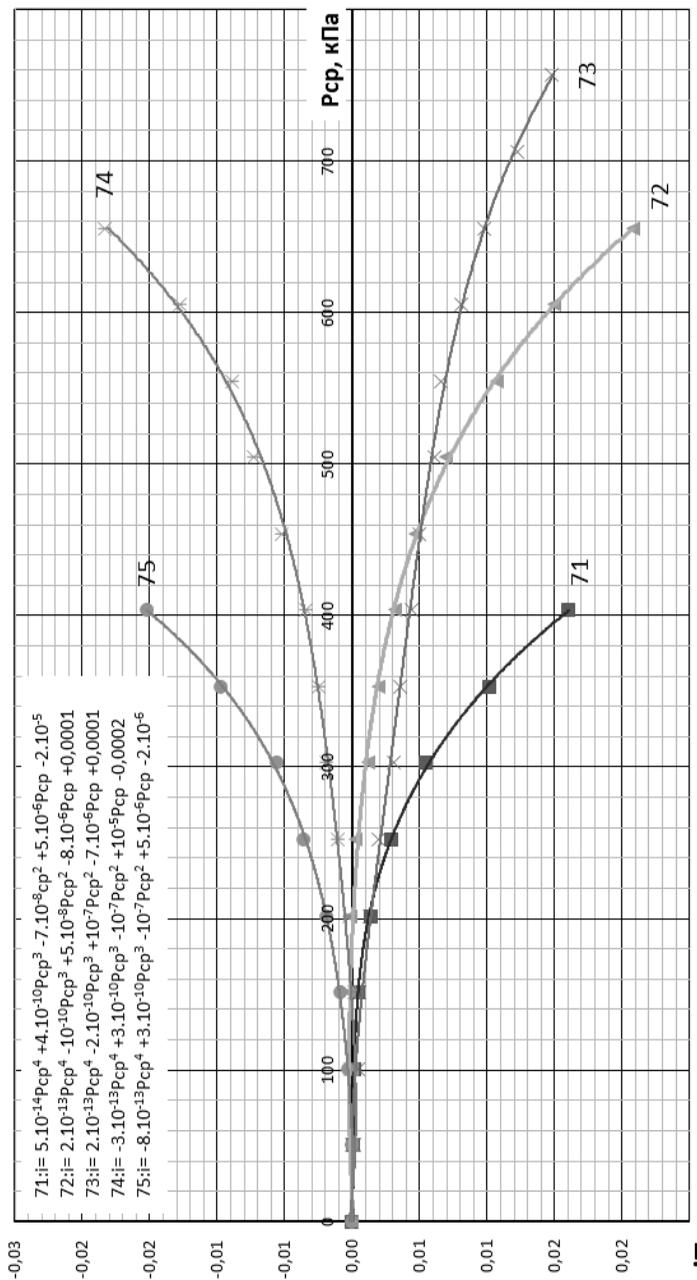


Рис. 1.65. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от ϵ_r :
 71 – 1,13; 72 – 0,76; 73 – 0,4; 74 – –0,76; 75 – –1,13

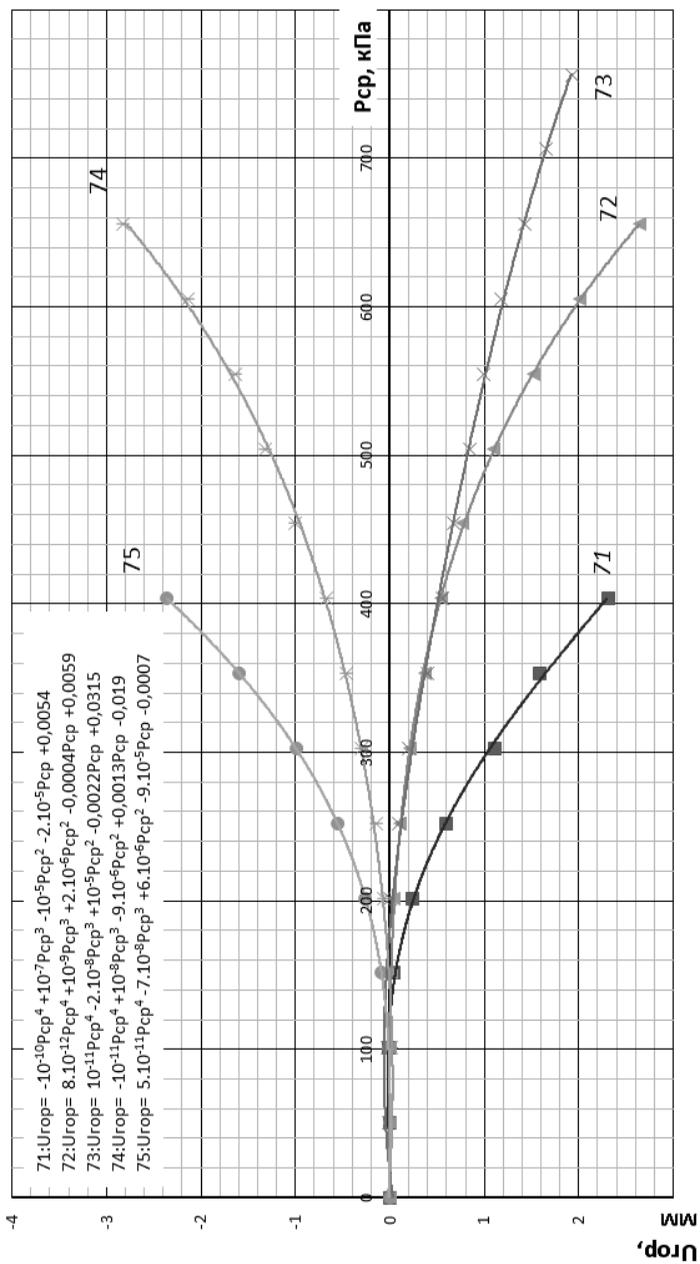


Рис. 1.66. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 10^\circ$ от ϵ_r :

71 – 1,13; 72 – 0,76; 73 – 0,4; 74 – –0,76; 75 – –1,13

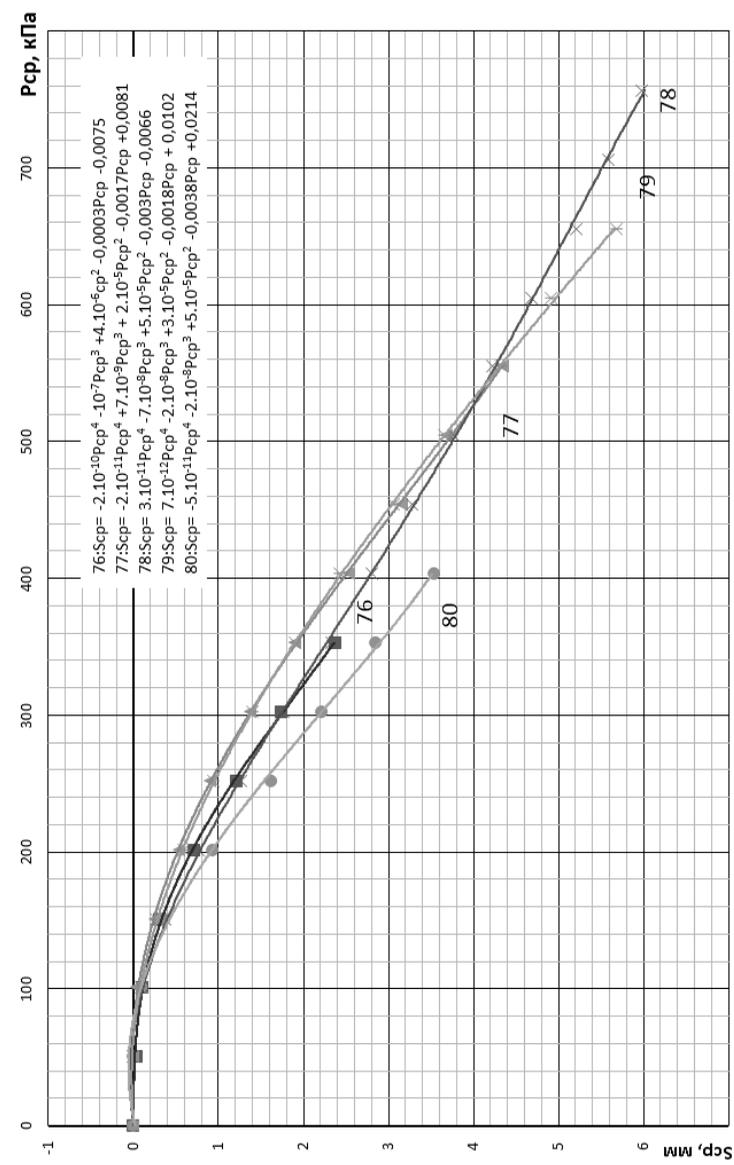


Рис. 1.67. Зависимость осадки от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от ϵ_0 :
 76 – 1,33; 77 – 0,97; 78 – 0,60; 79 – –0,97; 80 – –1,33

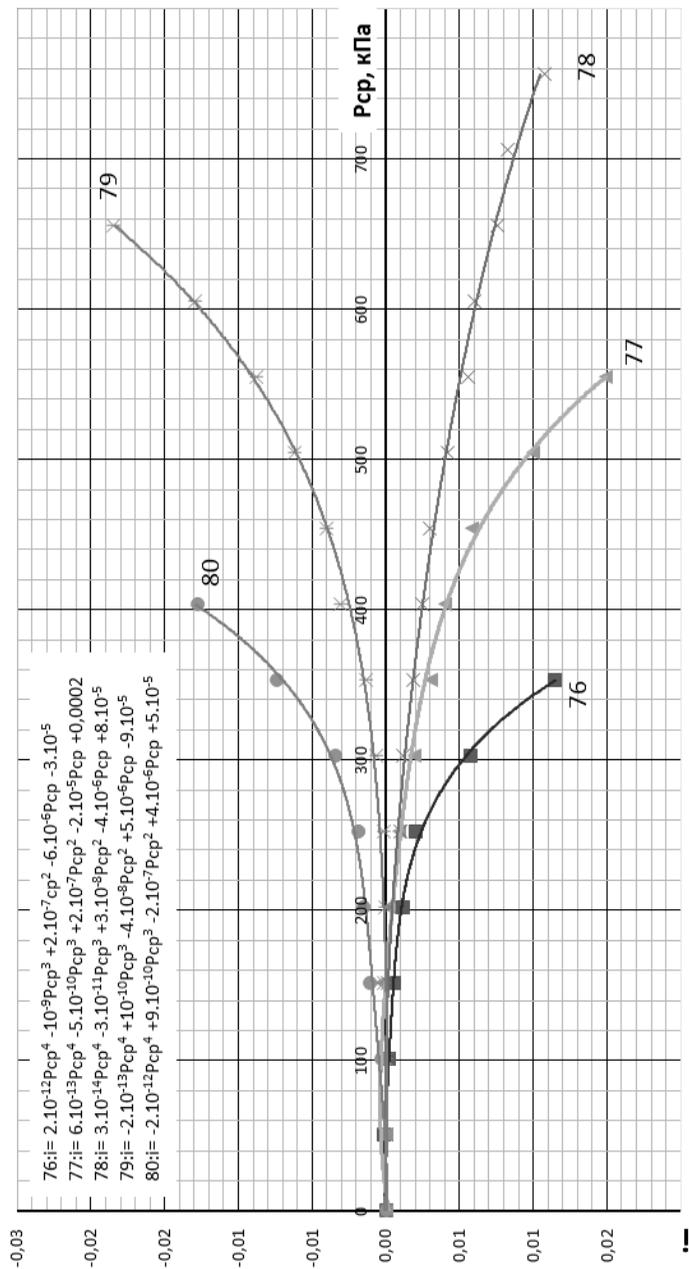


Рис. 1.68. Зависимость крена модели от давления при $\alpha = 0^\circ$, $\delta = 15^\circ$ от ϵ_0 :
 76 – 1,33; 77 – 0,97; 78 – 0,60; 79 – –0,97; 80 – –1,33

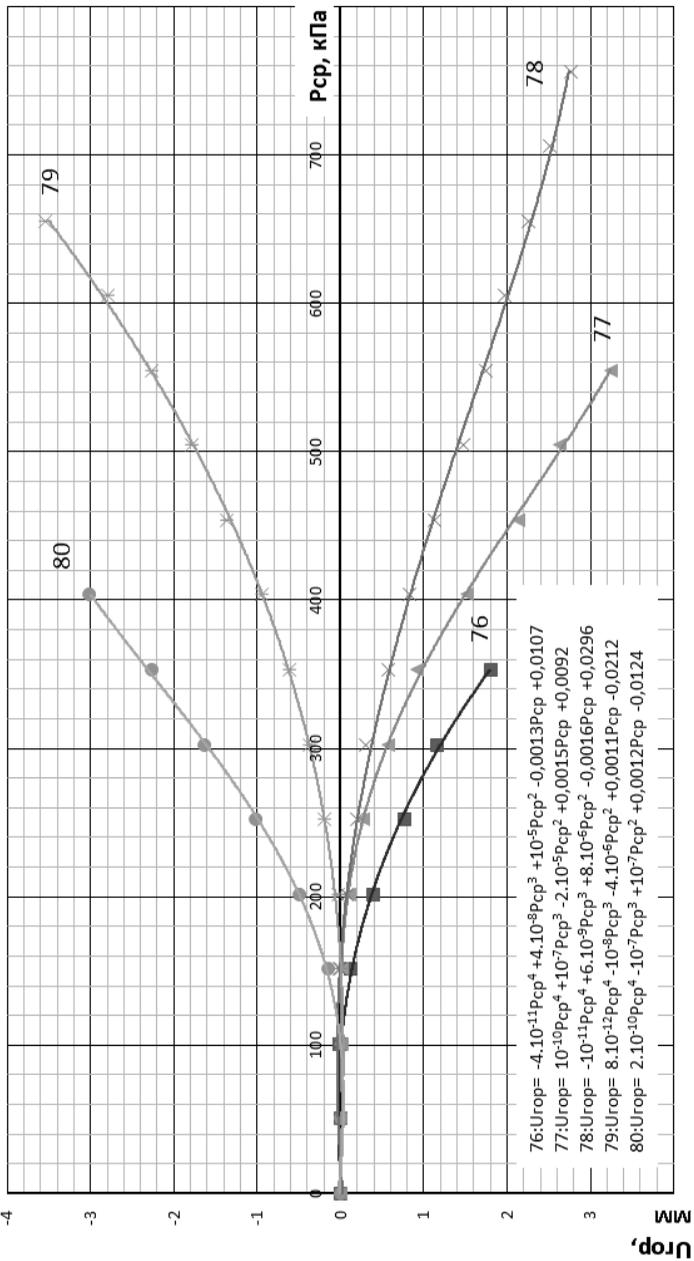


Рис. 1.69. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\alpha = 18^\circ, \delta = 15^\circ$ от e_0 :

76 – 1,33; 77 – 0,97; 78 – 0,60; 79 – –0,97; 80 – –1,33

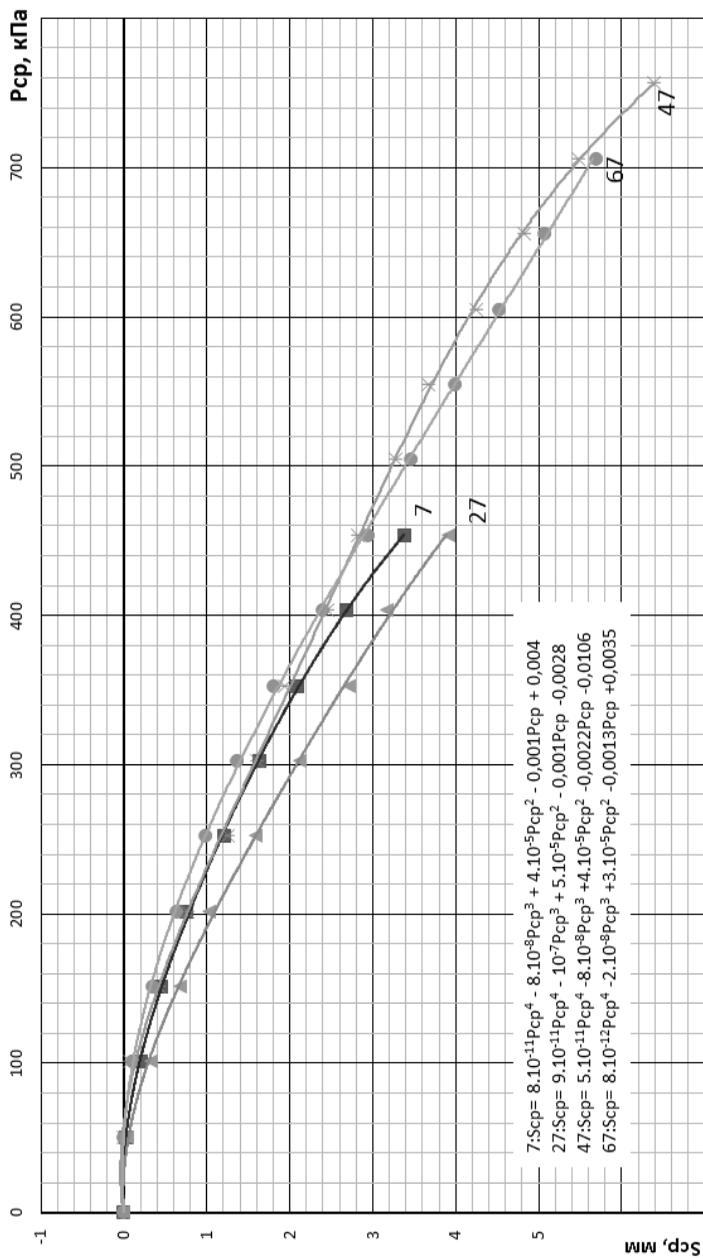


Рис. 1.70. Зависимость осадки модели М2 от давления при $\delta = 5^\circ$, $e_0 = 0,55$; α , град.:
 7 – 18; 27 – 0 для М1; 47 – 18; 67 – 0

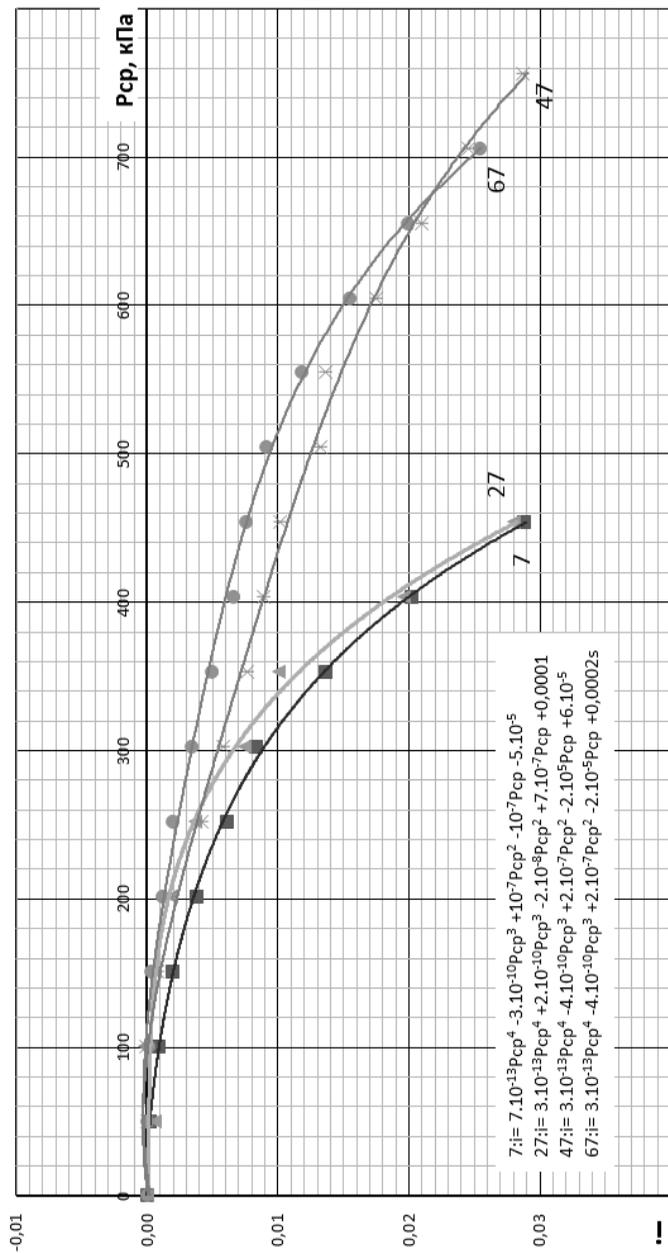


Рис. 1.71. Зависимость крена модели М2 от давления при $\delta = 5^\circ$, $\epsilon_0 = 0,55$; α , град.:
 7 – 18; 27 – 0 для М1; 47 – 18; 67 – 0

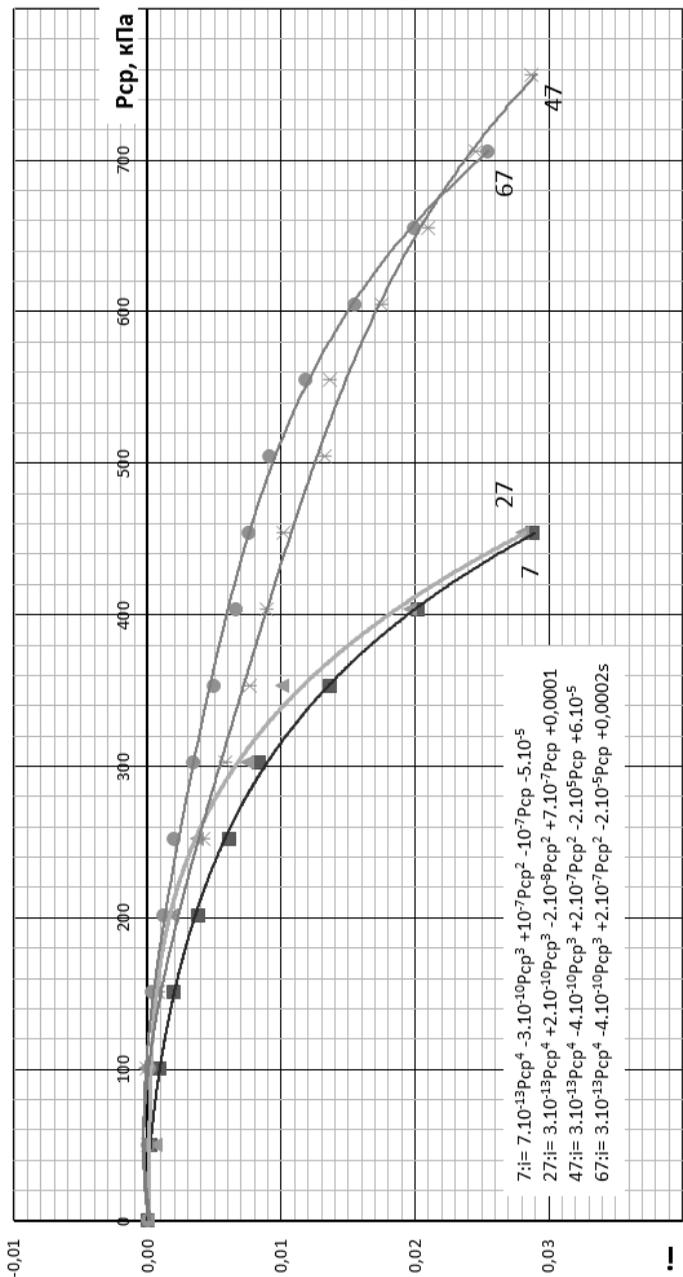
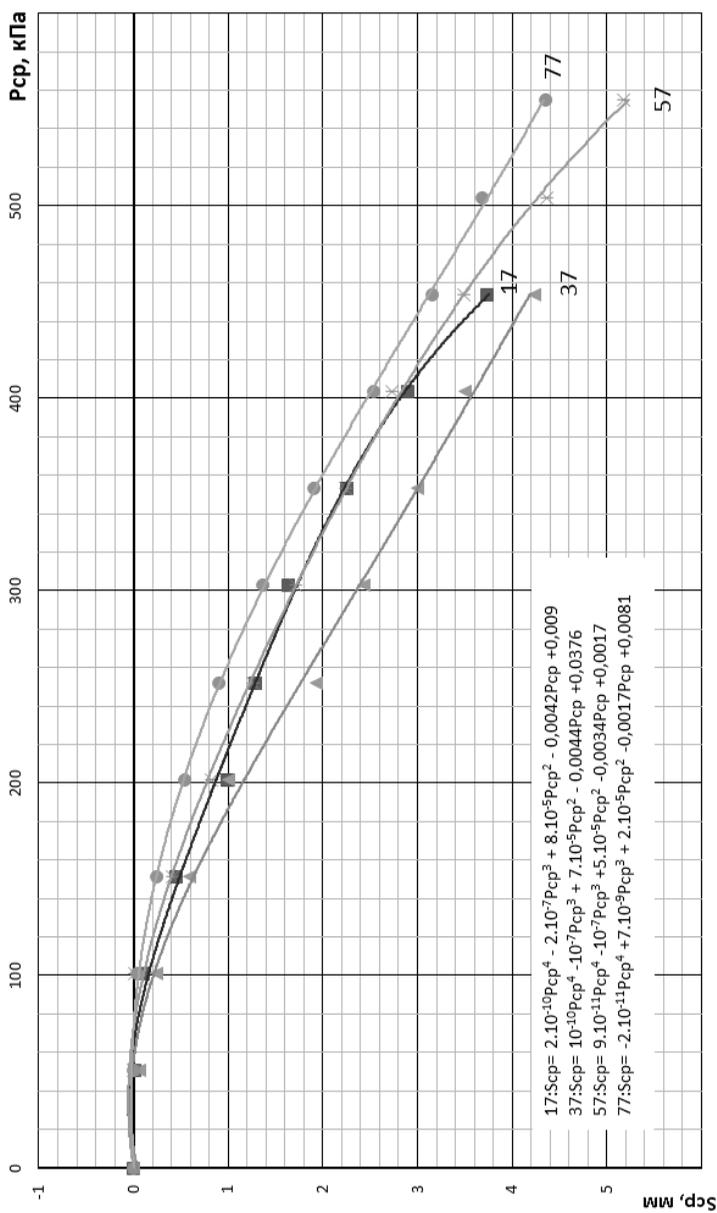


Рис. 1.72. Зависимость горизонтального перемещения модели от давления при $\delta = 5^\circ$, $\epsilon_0 = 0,55$; α , град.:
 7 – 18; 27 – 0 для М1; 47 – 18; 67 – 0 для М2



**Рис. 1.73. Зависимость осадки от давления при $\delta = 15^\circ$, $\epsilon_n = 0,97$; α , град.:
 17 – 18; 37 – 0 для М1; 57 – 18; 77 – 0 для М2**

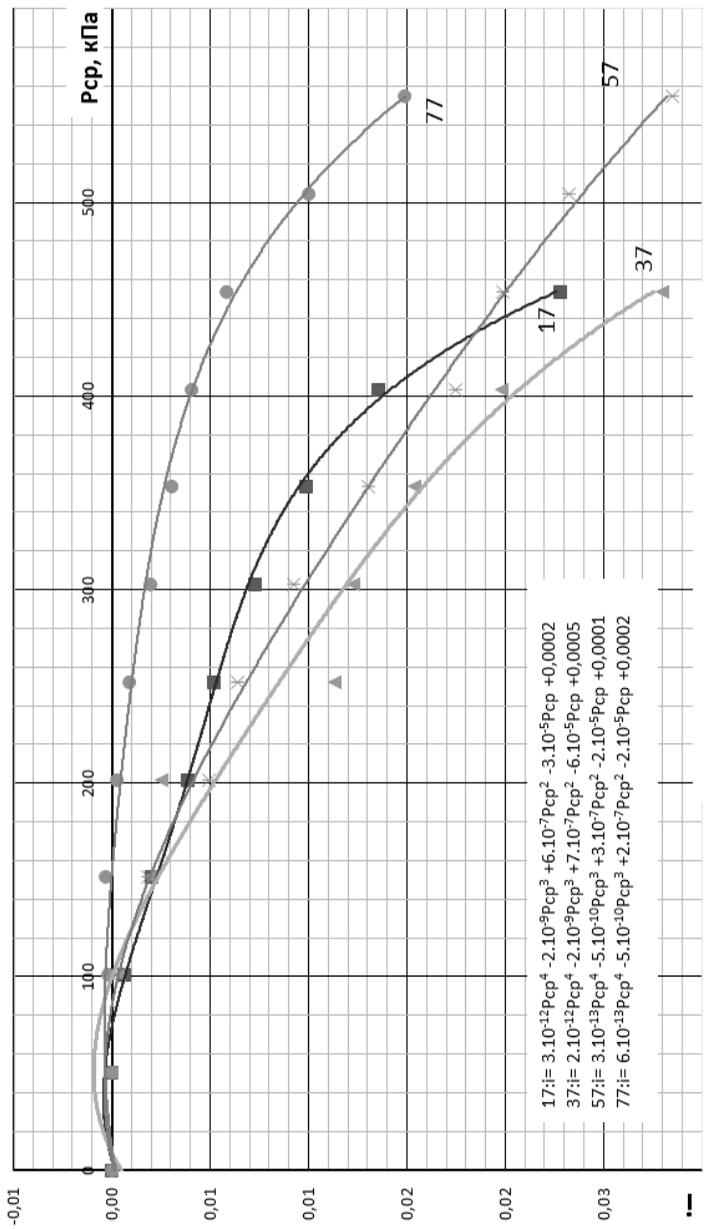


Рис. 1.74. Зависимость крена модели от давления при $\delta = 15^\circ$, $\epsilon_0 = 0,97$; α , град:
 17 – 18; 37 – 0 для М1; 57 – 18; 77 – 0 для М2

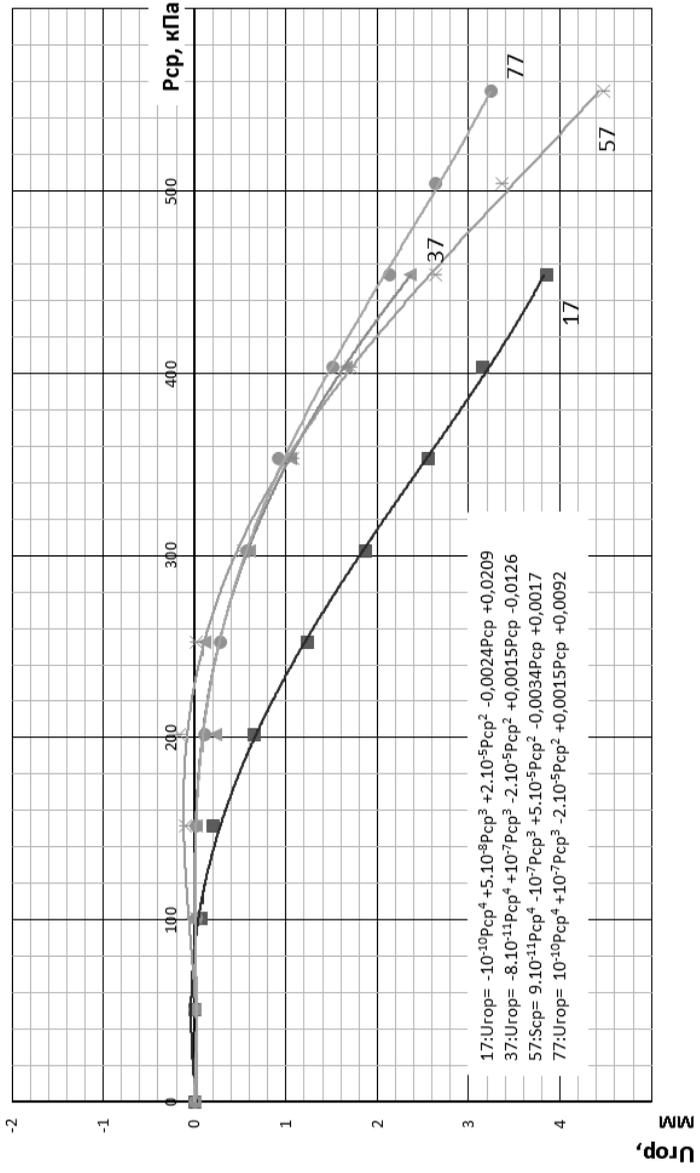


Рис. 1.75. Зависимость горизонтального перемещения модели М2 от давления при $\delta = 15^\circ$, $\epsilon_0 = 0,97$; α , град.:
 17 – 18; 37 – 0 для М1; 57 – 18; 77 – 0

Выводы:

1. Здания, сооружения и отдельные фундаменты на наклонных подстилающих слоях иногда получают недопустимые деформации.
2. Регулируя соотношениями ϵ_0 , σ , λ , α , можно ограничить перемещения допустимыми величинами.
3. При проектировании следует прогнозировать возможные изменения характеристик грунтов по границам наклонных слоев.
4. Получены новые данные о характере взаимодействия заглубленных цилиндрических и кольцевых фундаментов с разной площадью и разной формой выреза с грунтовым основанием переменной толщины.

Список литературы к 1 главе

1. **Алейников, С. М.** Пространственная деформация поверхности упругого слоя переменной толщины / С. М. Алейников, С. В. Иконин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – № 5. – С. 21 – 23.
2. **Алейников, С. М.** Расчет кольцевых фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях / С. М. Алейников, А. А. Седнев // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях. – Воронеж : ВПИ, 1990. – С. 19 – 25.
3. **Андерсен, Д. Г. К.** Интересные случаи из практики инженерной геологии / Д. Г. К. Андерсен, К. Ф. Тригг ; пер. с англ. – М. : Недра, 1961. – 224 с.
4. **Вялов, С. С.** Напряженно-деформированное состояние неоднородных оснований с наклонными слабыми слоями / С. С. Вялов, А. К. Бугров, А. Н. Цеева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1969. – № 2. – С. 18 – 21.
5. **Кананян, А. С.** Экспериментальное исследование устойчивости оснований конечной толщины / А. С. Кананян // Основания, фундамент и механика грунтов. – 1970. – № 5. – С. 5 – 7.
6. **Кезди, А. С.** Руководство по механике грунтов. Т. 4. Применение механики грунтов в практике строительства / А. С. Кезди ; пер. с англ. – М. : Стройиздат, 1978. – 238 с.
7. **Леденев, В. В.** Перемещения круглого штампа на клиновидном песчаном основании / В. В. Леденев // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях. – Воронеж : ВПИ, 1990. – С. 67 – 77.
8. **Онопа, И. А.** Осадки и крены прямоугольного штампа клиновидного основания / И. А. Онопа, В. Г. Федоровский // Известия вузов, строительства и архитектуры. – 1984. – № 12. – С. 47 – 50.

9. **Онопа, И. А.** Напряженно-деформированное состояние песчаного основания со сжимаемым слоем переменной толщины / И. А. Онопа, А. С. Канаян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М., 1987. – С. 23 – 25.

10. **Рекомендации** по расчету осадок и кренов прямоугольных фундаментов на клиновидном основании // НИИ оснований и подземных сооружений. – М., 1986. – 24 с.

11. **Федоровский, В. Г.** Осадки поверхности клиновидного основания от сосредоточенной нагрузки / В. Г. Федоровский, И. А. Онопа // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – № 2. – С. 25 – 28.

Дополнительная литература

12. **Болдырев, Г. Г.** Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса : монография / Г. Г. Болдырев. – Пенза : ПГУАС, 2008. – 696 с.

13. **Зарецкий, Ю. К.** Лекции по современной механике грунтов / Ю. К. Зарецкий. – Ростов н/Д : Изд-во Ростовского университета, 1989. – 608 с.

14. **Ильичев, В. А.** Плоская задача о штампе на упругом основании с учетом технологии его воздействия / В. А. Ильичев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 4. – С. 12 – 16.

15. **Леденёв, В. В.** Экспериментальное исследование заглубленных фундаментов : монография / В. В. Леденёв. – Воронеж : Изд-во ВГУ, 1985. – 156 с.

16. **Леденёв, В. В.** Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов : монография / В. В. Леденёв. – Воронеж : Изд-во ВГУ, 1990. – 224 с.

17. **Леденёв, В. В.** Теоретические основы механики деформирования и разрушения : монография / В. В. Леденёв, В. Г. Однолько, З. Х. Нгуен. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с.

18. **СП 22.13330.2011.** Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*.

Глава 2

ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ОСНОВАНИЕ МНОГОКРАТНО ПОВТОРНОЙ НАГРУЗКИ



Такие нагрузки передаются на основание элеваторов, опор мостов, бункерных и разгрузочных эстакад, периодически опорожняемых емкостей, фундаментов при крановых, ветровых и других динамических нагрузках (рис. 2.1) [1, 3, 4, 6 – 8, 13, 14]. Длительность цикла составляет от долей секунды до нескольких суток. Многократно повторные нагрузки приводят к изменению напряженно-деформированного состояния оснований [1, 6, 14, 30], увеличению осадок и кренов фундаментов [1, 3, 21 – 26]. В одних случаях грунт доуплотняется и повышаются его прочностные и деформационные характеристики [9, 12], в других – происходит расструктурирование грунтов с ослаблением прочности [1, 5, 15]. Повторные нагрузки приводят к накоплению дефектов в конструкциях, появлению и росту трещин, к изменению жесткостных характеристик, снижению долговечности [2, 4, 7, 8, 10, 11, 13, 14, 21, 23]. В отдельных нормативных документах, например, [18], даны рекомендации по учету повторных нагрузок при расчёте железобетонных конструкций. Расчеты оснований зданий и сооружений, как правило, выполняются без учета этих воздействий [1, 19, 20]. Циклическое воздействие может проявляться в виде гидростатического и гидродинамического давления грунтовых вод, например, при эксплуатации водохранилищ. При этом разрушаются структурные связи, сформировавшиеся при длительном литогенезе.

Полные перемещения (осадка, горизонтальное перемещение, крен) основания и фундамента складываются из составляющих от действия статической и циклической нагрузок

$$u_{tot} = u_s + u_c = u_s \gamma_c,$$

где $\gamma_c = \gamma_{cs}, \gamma_{uc}, \gamma_{ic}$ – коэффициенты влияния.

Зависимость $u_{tot} = f(\bar{F}, \rho_c, \omega_s, \sigma, e_0, \lambda, d, n, t_c, t_s)$ чрезвычайно сложна. Исследовали лишь отдельные взаимосвязи.

Рассмотрено влияние уровня нагрузки, числа циклов нагружения, коэффициента асимметрии цикла на перемещения и несущую способность песчаного основания.

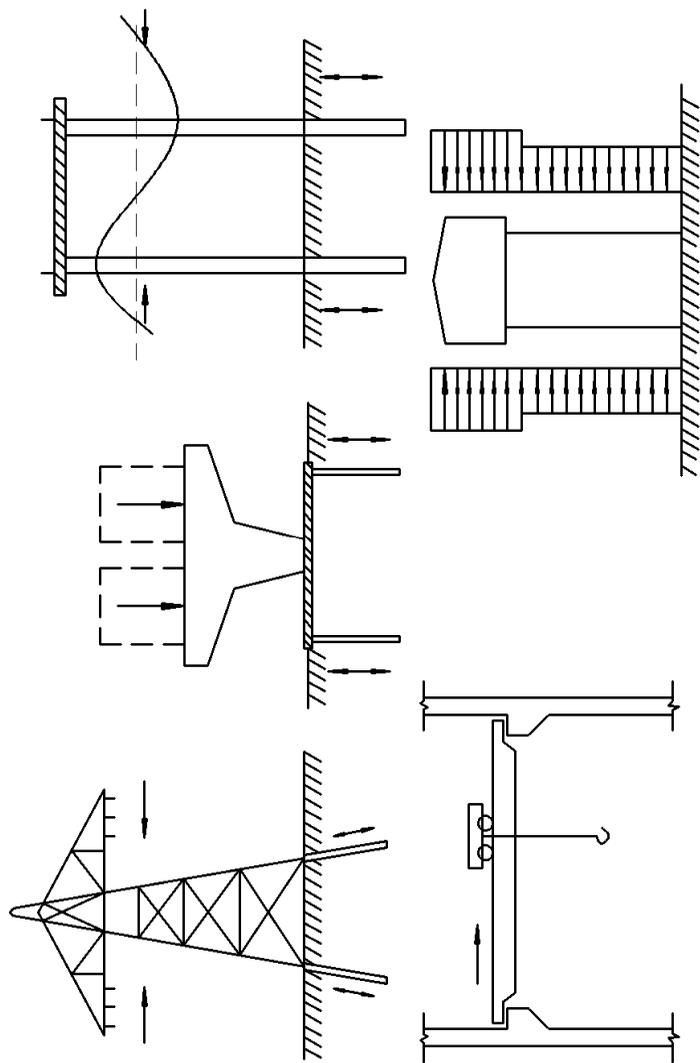


Рис. 2.1. Случаи воздействия по конструкции циклической нагрузки

2.1. РАНЕЕ ВЫПОЛНЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Ниже приведены результаты экспериментов, оказавших влияние на направление работы автора. Другие данные подтверждают или дополняют наши исследования.

Увеличение перемещений оснований и фундаментов. В [25] для расчета осадок незаглубленного фундамента на песчаном основании с удельным весом T предложена следующая формула:

$$S_N = l_c C_{1B} (F_{\max} / \gamma l_c^2)^\alpha [1 + f_N (1 - \rho)]^\alpha = S_{1B} [1 + f_N (1 - \rho)]^\alpha,$$

где N – число циклов нагружения; S_{1B} – осадка при нагрузке на 1-м цикле; f_N – функция, определяемая из опытных данных.

На рисунке 2.2 приведены результаты опыта со штампом диаметром 10 см на сухом песке с $\rho = 1,696$ г/см³. Опыты подтвердили предложенную зависимость, а $f_N \approx 0,56 \ln N$. По опытам в плоском лотке $s_{1B} = 0,7$ мм; $s_N = 5,1$ мм; $c \approx 0,45$. Здесь же [25] показано, что по данным Муса, Вейса и Берешнева зависимость $s/r = AF / (\gamma r^3)$ – прямолинейная.

В [3, 20] приведены: результат исследования влияния повторной нагрузки на осадки и крены фундаментов одноэтажных зданий. Опыты проводили на песчаном основании средней крупности и средней плотности ($\rho = 1,72$ г/см³; $\omega = 0,062$; $\rho_d = 1,62$ г/см³; $e = 0,64$; $\varphi = 33^\circ$; $c = 1$ кПа; $E = 30$ МПа). Коэффициент изменчивости нагрузки в первой серии опытов $\omega = \rho_y / \rho = (\rho_{\max} - \rho_{\min}) / \rho_{\max} = 0,2 \dots 0,5$; $T = 3,16$; 12 и 360 с, $n_{\max} = 348 \cdot 10^3$ циклов (ρ_y – временная нагрузка, $\rho = \rho_y \rho_c$, ρ_c – постоянная).

Отношение $K_s = \Delta s_n / \Delta s_1$ (K – коэффициент влияния повторности нагружения на осадку) возрастало с увеличением \bar{p} и n , уменьшалось с увеличением V . Зависимости $\lg k_s - \lg n$ – нелинейные. При $\bar{p} < 0,5$ они имели затухающий характер. Величина периода цикла мало влияла на зависимость $s = f(k_s)$. В опытах со стабилизацией деформаций после каждого цикла нагружения ($T = 2$ ч) осадки штампа затухали после 40 – 50 циклов, а стабилизированная осадка была примерно в 3 раза меньше, чем при других значениях T .

Во второй серии опытов со штампом размером в плане 20×40 см и высотой 80 см были приняты следующие схемы нагружения (рис. 2.3, а, б): I – стандартное испытание центральной нагрузкой; II – то же внецентренной; III – центральное циклическое нагружение в диапазоне от до $N_c + N_v$; IV – то же внецентренное; V – то же со знакопеременным экс-

центриситетом. Испытания по схемам III – V проводили при $\omega = 0,2$; $e = N_v e / (N_a + N_v) / 1 = 1/12$; $p_c = 150$ кПа; $p_y = 37,5$ кПа; $T = 5$ мин; $n = 400$ (форма цикла – трапецеидальная волна).

В [20] описаны результаты полевых опытов с призматическим фундаментом размером 60×82 см (рис. 2.3, б). Площадка до глубины 3,5 м сложена песками, подстилаемыми глинами. Штампы нагружали при $p = p_c = 125$ кПа; $T = 300$ с; $\lambda = 0,1/2$.

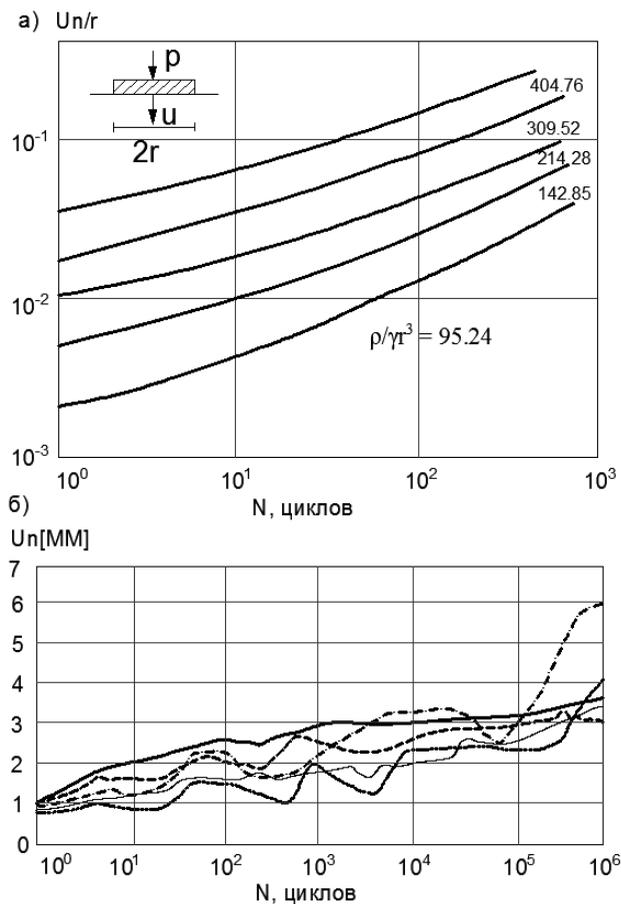


Рис. 2.2. Зависимость между относительной осадкой штампа и числом циклов нагружения (а); изменение перемещений с увеличением числа циклов нагружения (б)

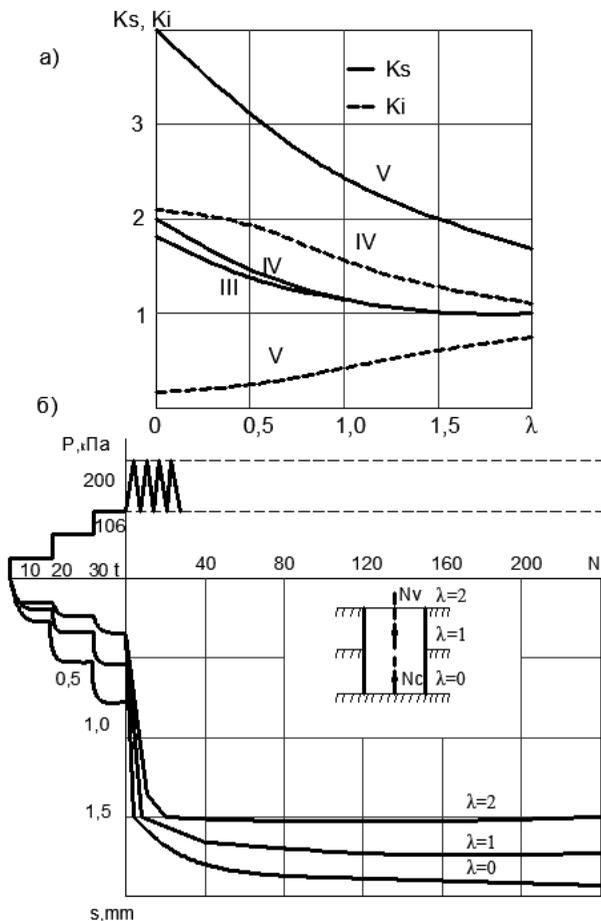


Рис. 2.3. Зависимость коэффициентов $k_s = \Delta s_n / \Delta s_1$ и $k_i = i_n / i_1$ от относительного заглубления штампа λ при различных схемах испытаний (а) и зависимость осадки фундамента от числа циклов нагружения при различном относительном заглублении фундамента (б)
 III – центральное статическое нагружение в диапазоне от $N = N_c$ до $N = N_c + N_p$;
 IV – то же внецентренное; V – то же со знакопеременным эксцентриситетом

В [7, 8] установлено, что независимо от схемы нагружения и вида грунта, деформации возрастали с увеличением числа циклов с затухающей интенсивностью. Зависимость циклических деформаций от логарифма числа циклов имела нелинейный характер:

$$\varepsilon_N^H = b + a(\lg N)^n,$$

где ε_N^H – текущая деформация после N циклов; a , b , n – коэффициенты, зависящие от условий нагружения и характеристик грунта.

Наибольшее уплотнение происходило на начальной стадии нагружения. Деформируемость однородных образцов возрастала с уменьшением размера частиц, степени их окатанности и прочности.

При действии циклических сдвиговых деформаций рыхлой и средней плотности воздушно-сухие и насыщенные дренированные пески уплотняются [28]. Уплотнение зависело от амплитуды циклических деформаций и начальной относительной плотности. Скорость уплотнения уменьшается с увеличением числа циклов нагружения. Уплотняемость не зависит от частоты циклического нагружения до 2 циклов/сек. и даже более. В случае простого циклического сдвига модуль сдвига G определяется как отношение циклического сдвигового напряжения τ_0 к амплитуде деформации γ_0 . При некотором числе циклов нагружения линейные или угловые перемещения резко возрастали.

Влияние циклических воздействий на вязкопластические деформации грунтов рассмотрено в [6]. Циклическую нагрузку с частотой пульсаций 5; 7,5; 10 и 15 Гц прикладывали по схеме $\sigma_1 = \sigma_1^{ct} + \sigma_1^a \sin \omega t$; $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const}$. Отношение $\sigma_i^a / \sigma_i^*(p)$ принимали равным 0,3 и 0,6 ($\sigma_1^* = c_{oct}^* + \sigma \text{tg} \varphi_{oct}^*$) – предельная интенсивность касательных напряжений; c_{oct}^* и φ_{oct}^* – сцепление и угол внутреннего трения по октаэдрической площадке; отношение $\sigma_i^a / \sigma_i^*(p)$ – 0,024; 0,145 и 0,289. Показано, что прочность грунта (для принятых схем нагружения) по сравнению со статической практически не изменяется.

В [1] рассмотрено влияние циклическости нагрузки на осадку металлических резервуаров вместимостью 600 м³ ($a = 10,3$ м, $h = 6$ м) на просадочном грунте ($p = 1,8$ г/см³; $e = 0,8$; $E = 5$ МПа; $c = 0,18$ МПа; $\varphi = 20^\circ$; $\varepsilon_{sl} = 0,012 \dots 0,03$). Резервуары установлены на бетонную подготовку и песчаную подошву толщиной в 1 м. Давление под углом резервуара от собственного веса составляло 0,003 МПа. Максимальное давление на основании от полной нагрузки изменялось в пределах от 0,075 до 0,1 МПа и превышало начальное просадочное давление. Вся толшина просадочных грунтов находилась в водонасыщенном состоянии. Испытания проводили тремя циклами нагружения с 20-дневной выдержкой на каждом участке. Скорости нагружения на 1, 2 и 3 циклах собственно составили: 0,04; 0,006 и 0,004 МПа/сут; оса-

док: 3...5; 2...2,7 и 0,3...0,5 мм/сут. Сделан вывод, что цикличность приложенной нагрузки изменяет прочностные и деформационные свойства.

В [22] проанализированы результаты полевых испытаний забивных железобетонных свай сечением 30×30 см, погруженных на 6...8 м, на действие знакопеременных горизонтальных нагрузок. Предварительное нагружение свай в песчаном грунте повторными нагрузками ($N = 10...20$ циклов) не отразилось на величине несущей способности. Испытания свай в ленточной глине ($e = 0,93$; $\omega_L = 0,46$; $\omega_p = 0,268$; $I_L = 0,538$) при $\bar{\delta} < 0,6$ показали, что горизонтальные перемещения носили затухающий характер, а полная величина горизонтального перемещения возросла в 1,5–2 раза по сравнению с однократным статическим нагружением. Разрушение основания произошло при $\bar{Q} = 0,1$. По результатам опытов с крупномасштабными моделями железобетонных свай сечением 12×12 см и длиной 3,5 м в суглинке ($\rho = 1,73$ г/см³; $e = 0,8$; $\omega_L = 0,32$; $\omega_p = 0,18$; $I_L < 0$) циклическая нагрузка вызвала увеличение перемещений свай на 30...50% и снижение несущей способности примерно на 20%.

Установлено, что коэффициенты повторности накопления полных деформаций практически не зависят от уровня напряжений и длительности цикла нагружения, а являются функциями физико-механических свойств грунта. Эксперименты показали возможность применения принципа наложения – полная деформация при переменной амплитуде циклического нагружения может быть представлена суммой деформаций, вызванных соответствующими приращениями напряжений.

Снижение прочностных свойств грунтов. Дегградация характеристик грунта происходит вследствие разрушения частиц, их переориентации, изменения объема при сдвиге [29]. Коэффициент дегградации определяется равным отношением параметра после циклического нагружения к параметру до статического нагружения.

Боковое трение по свае после циклического нагружения

$$T_{ac} = D_R D_\tau \tau_a,$$

где D_R – коэффициент влияния скорости нагружения (сопротивление сваи почти линейно возрастает с логарифмом скорости нагружения); D_τ – коэффициент дегградации для бокового трения; τ_a – боковое трение при статическом нагружении:

$$D_R = 1 + F_p \log(R/R_\tau);$$

$$D_\tau = f(\rho_{sc}) = f(\rho_c - \rho_{fc}),$$

где F_p – коэффициент скорости, принимаемый по данным полевых опытов равным 0,04...0,25; R и R_t – фактическая и рекомендуемые скорости нагружения; ρ_c – амплитуда циклического перемещения; ρ_{fs} – перемещение, требуемое для развития пикового бокового трения при циклическом нагружении (рис. 2.4); ρ_{sc} – циклическое сдвиговое перемещение.

Опытная процедура включает три стадии: начальное статическое нагружение до разрушения, циклическое нагружение, контролируемое перемещением при нулевом значении напряжения, конечное статическое нагружение до разрушения.

Коэффициент деградации определяется как отношение разрушающей нагрузки на стадии 3 к начальной разрушающей нагрузке на стадии 1. Основными факторами, влияющими на деградацию, являются амплитуда циклического перемещения, число циклов и тип грунта.

Коэффициент деградации D_t уменьшается с увеличением амплитуды циклического перемещения. Циклическое перемещение, требуемое для значительного снижения бокового трения, небольшое – порядка 0,5 мм. Значительная деградация не произойдет, пока амплитуда циклического перемещения не превысит перемещения, требуемого для развития предельного трения при статическом нагружении. Деградация бокового трения для набивных свай намного выше, чем для вдавливаемых. Наибольшая деградация происходит на первых десяти циклах. Деградация для 2, 5, 10, 50 и 100 циклов составила 0,66; 0,28; 0,17; 0,08; 0,06 соответственно.

Приращение осадки сваи между циклами

$$\Delta s_p = s\rho_N(n\Delta x + m\Delta N / N),$$

где $s\rho_N$ – накопленная осадка за N циклов; Δx – изменение среднего уровня напряжения между циклами N и $N + \Delta N$; $m \approx 0,12...0,25$ и $n \approx 5,9...7,6$ – экспериментально определяемые параметры.

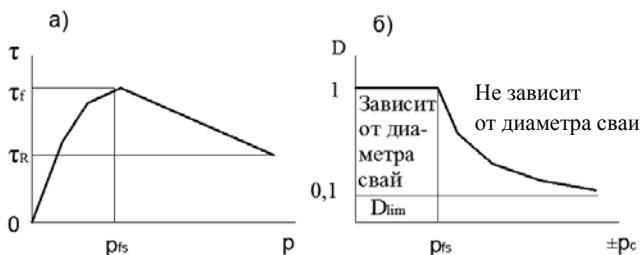


Рис. 2.4. Зависимость перемещения от сдвигового напряжения (а) и коэффициента деградации от циклического перемещения (б)

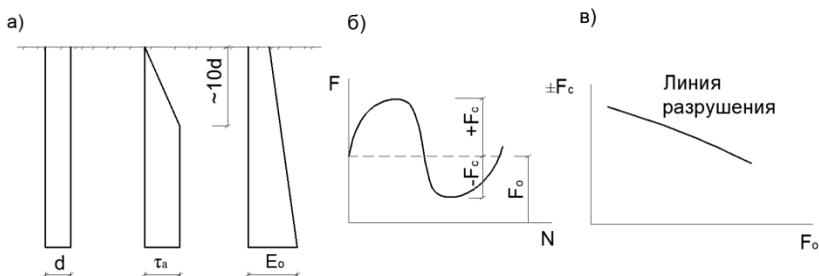


Рис. 2.5. Распределение предельного статического бокового трения и модуля деформации с глубиной (а), схема нагружения (б) и график линии разрушения в зависимости от комбинации средней и циклических нагрузок

С увеличением среднего значения нагрузки разрушение основания происходит при меньшей амплитуде циклической нагрузки (рис. 2.5).

По данным опытов с моделями свай диаметром 25 мм и длиной 250 мм на действие осесимметричного циклического нагружения циклическое перемещение, требуемое для значительного уменьшения бокового трения, составило около $\pm 0,5$ мм.

При нагружении по силовой или кинематической схеме с определенной частотой возможно циклическое упрочнение или разупрочнение основания. В опытах на трехосной аппаратуре разупрочнение основания оценивали по изменению формы гистерезисных петель. Так, в [15] описаны результаты опытов с мягкой водонасыщенной глиной нарушенной структуры. Образцы изотропно консолидировались, а затем испытывались в условиях недренирования с частотой 0,2 Гц. Критерий разрушения принят в виде отношения максимальных напряжений σ_{dn} в n -й петле к максимальному напряжению σ_{d1} , в первой петле

$$D_1 = \sigma_{dn} / \sigma_{d1}.$$

В наших полевых экспериментах [12] отмечено существенное разупрочнение естественного песчаного основания после нескольких циклов воздействия циклической нагрузки. Последующие опыты [13] с заглубленными моделями фундаментов в маловлажном песке ($\rho = 1,7$ г/см³, $\omega = 0,04$) и воздушно-сухом песке ($\rho = 1,59$ г/см³) при $e_0 = 0$, $\delta = e_0$; $\delta = e_0 = 0$; $\delta = 7^\circ 30'$; $e_0 = 0,25$; $\delta = 0$; $\bar{F} \geq 0,75$ и $\rho_c \leq 0,25$ также показали разупрочнение основания. С увеличением D_r и \bar{F} повышалась вероятность разупрочнения.

В опытах Корека и Шварца [7] со сваями диаметром 130 мм и длиной 5 м в песке средней плотности ($\rho = 1,58 \text{ г/см}^3$, $\omega = 9,1\%$) продолжительность цикла составляла 1 мин. При знакопеременном нагружении нагрузкой, составляющей 50% статической сжимающей и растягивающей предельной нагрузки, разрушение произошло после 24 тыс. циклов, в то время как при сжимающей циклической нагрузке такой же величины опыт был поставлен после проведения 100 тыс. циклов. Скорость осадки была примерно постоянной. В опыте с 35%-ной знакопеременной нагрузкой разрушение произошло после 60 тыс. циклов. При действии на сваю сжимающей циклической нагрузки, составляющей 85% предельной, проведено 50 тыс. циклов, а разрушения не произошло. Оно происходило внезапно при резком увеличении перемещений свай. С увеличением уровня нагрузки уменьшалось число циклов знакопеременной нагрузки до разрушения. Циклическая сжимающая нагрузка вызывала погружение свай с постоянной скоростью.

Ставницер Д. Р. и Карпенко В. П. исследовали [21] влияние колебаний грунта на его устойчивость. Опыты выполняли в условиях плоской задачи на песчаном основании ($\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$; $\omega = 1,4 \dots 3,3\%$; $\varphi = 36^\circ$). В основании штампа вибратором направленного действия возбуждали горизонтальные гармонические колебания.

В качественном отношении кинематический характер возникновения предельного состояния аналогичен статическому. Предельное состояние достигалось при меньшей нагрузке, являющейся функцией ускорения колебаний грунта (табл. 2.1). Осадки основания при одинаковом уровне нагрузки возрастали с увеличением ускорения колебаний. Потеря устойчивости происходила в сторону, противоположную эксцентриситету независимо от динамического воздействия.

Опытами [5] показано, что при $\omega \leq \omega_p - 1,5\%$ разупрочнения лесового грунта в условиях вибрации не происходило, а отмечалось даже повышение его прочности до 20%. Снижение прочности происходило

Таблица 2.1

e_0	F_u , кН при a		
	0	0,2	0,3
0	10,3	7,5	6
0,1	8,3	6	5
0,2	6,3	4,5	3,8
0,3	3,2	2	1,5

при $\omega_p \leq \omega \leq 1,3\omega_L$ и могло достигать 30...50%. При дальнейшем увеличении влажности грунта его относительное разупрочнение снижалось за счет исчезновения различий в исходной прочности и разрушенной вибрацией структуры. Вибрационное воздействие может увеличивать просадки увлажненных лессовых грунтов.

Интенсивные ударные воздействия аварийного характера. Наиболее часто аварийным ударам подвергаются колонны промзданий, опоры мостов, путепроводов, эстакад. Расчет колонн, фундаментов, оснований при продольных и поперечных ударах практически не разработан. Экспериментальные исследования почти не проводились. Рекомендаций по проектированию железобетонных конструкций на ударные воздействия фундаментов и оснований практически нет. Проблема удара наиболее изучена для однородных материалов типа металла, менее – для композитных типа железобетона.

Необходимо:

а) изучить характер деформирования и разрушения узла сопряжения колонны с фундаментом, фундамента, основания;

б) сформулировать предельные состояния по прочности и по пригодности к дальнейшей эксплуатации.

Разжижение и циклические деформации водонасыщенных песков. Касагранде А. исследовал [24] разжижение и циклические деформации песков. Для рыхлого водонасыщенного песка, подверженного деформированию или действию ударных нагрузок, приводящих к существенной потере прочности и, в экстремальном случае, к оползням, ввел термин «действительное разжижение». Для плотного песка, способного к расширению при циклическом трехосном нагружении, когда максимальное поровое давление увеличивается до бокового на образец, использован термин «термическое разжижение».

В опытах на циклический знакопеременный сдвиг и сдвиг с кручением исследовано перераспределение плотности и влажности. С этой целью образец после испытания замораживали, разрезали на 64 части, определяли относительные плотности каждого элемента по влажности. По этим данным строили гистограммы распределения влажности и плотности. Полный диапазон изменения относительной плотности составлял 30...74%. Циклические пики порового давления увеличивались каждый раз, когда напряжения проходили через гидростатическое состояние.

Основными причинами перераспределения влажности и развития циклических поровых давлений и деформаций при лабораторных испытаниях плотных песков могут быть: циклический переход через гидростатическое напряженное состояние; выкачивающее действие

вертикальных циклических нагрузок; градиенты напряжений, вызванные неравномерным распределением напряжений на гранях образца.

В естественных условиях перераспределение плотности не происходит, и в пределах образца градиентов напряжений не возникает. Касагранде считает, что в естественных условиях поровые давления будут составлять менее 50% бокового давления.

Разжижение водонасыщенных песчаных грунтов является сложным стадийным процессом, зависящим от состава и структуры грунта, вида воздействий. Закономерности разжижения при вибрации определяются размером преобладающих зерен, содержанием глинистой фракции, неоднородностью гранулометрического состава [91]. Продолжительность сохранения грунтом свойств вязкой жидкости зависит от времени рассеивания порового давления.

При разжижении грунта имеет место процесс виброползучести скелета, при котором увеличение плотности происходит равномерно по объему. Истинные плывуны способны длительное время пребывать в разжиженном состоянии, что указывает на их слабую вязкопроницаемость. Псевдоплывуны разжижаются вследствие фильтрационных процессов и быстро восстанавливают прочность. Для них характерны большие коэффициенты фильтрации.

В [30] приведен обзор результатов испытаний образцов сухого и водонасыщенного песка в условиях свободного дренирования. Испытания образцов проводили при постоянной амплитуде сдвиговых напряжений или при постоянных сдвиговых деформациях (рис. 2.6, *a*).

В НИС Гидропроекта проведены эксперименты (ОФМГ. 1984, № 5) с крупнообломочными грунтами при воздействии циклических нагрузок в условиях сложного напряженного состояния.

Циклическую нагрузку прикладывали на стадии девиаторного нагружения по схеме

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \delta_1^{ct} + \delta_1^a \sin \omega t ; \\ \sigma_2 &= \sigma_3 = \text{const.}\end{aligned}$$

После затухания деформаций, вызванных циклической нагрузкой, осевое напряжение увеличивали ступенями без снятия циклической составляющей. За критерий затухания деформаций принята $\dot{\epsilon}_1 \approx 10^{-6} \text{ с}^{-1}$, а за критерий разрушения – прогрессирующее накопление осевых деформаций.

Установлено, что при циклическом нагружении прочность практически не изменилась; дополнительное уплотнение образца и развитие пластических деформаций, разрушение водонасыщенного грунта происходит в соответствии с принципом эффективных напряжений.

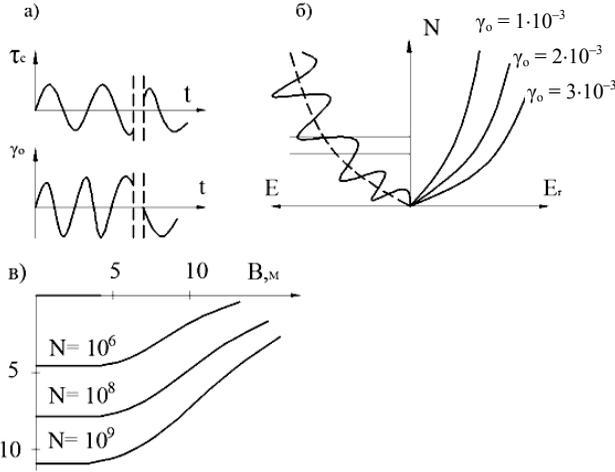


Рис. 2.6. Режим испытаний образца при $\tau_o = \text{const}$ и $\gamma_o = \text{const}$ (а); сжимаемость сухого песка при испытании образцов на циклический сдвиг при постоянной амплитуде сдвиговых деформаций (б); развитие осадки фундамента, вызванной вращательной вибрацией (в) $\rho = 0$, $\rho > 0$

Остаточные объемные деформации возрастали с увеличением числа циклов нагружения и амплитуды сдвиговых деформаций (рис. 2.6, б). Скорость уплотнения уменьшалась с увеличением числа циклов нагружения и практически не зависела от частоты $f \leq 2$ цикла/с и даже более.

В опытах с водонасыщенными образцами в условиях недренирования при постоянной амплитуде сдвигового напряжения остаточные значения порового давления возрастали с увеличением числа циклов нагружения. После определенного числа циклов нагружения поровое давление приближалось к значению действующего напряжения. Амплитуды сдвиговых деформаций возрастали, а сопротивление сдвигу водонасыщенного песка уменьшалось. Модуль сдвига существенно зависел от значения эффективного давления и амплитуды циклических сдвиговых деформаций.

Рассмотрим модель уплотнения грунта, разработанную Савицким [30], и методику расчета осадки фундамента. Тензоры напряжений и деформаций ε включают циклические и нециклические компоненты:

$$\begin{aligned} \delta &= \delta^c + \delta^n, & \delta^c &= e^{i\omega t} T; \\ \varepsilon &= \varepsilon^c + \varepsilon^n, & \varepsilon^c &= \varepsilon^{i\omega t} E; \\ \varepsilon^n &= \varepsilon^s + \varepsilon^\phi, \end{aligned}$$

где ω – угловая частота циклической нагрузки; t – время; T и E – тензоры амплитуд напряжений и деформаций; ε^s – статическая часть тензора; ε^Φ – необратимые деформации от циклического нагружения.

Закон уплотнения принят в виде

$$d\Phi / dN = D_1 J \exp(-D_2 \Phi);$$

$$J = \frac{1}{2} t_{\text{ч}} (\hat{E})^2, \quad \hat{E}_v = E - \frac{1}{3} (\text{tag } E),$$

где J – второй инвариант девиатора амплитуды деформаций; D_1 и D_2 – параметры, определяемые экспериментально для заданной относительной плотности D_r .

Уплотняемость Φ определяется по формуле

$$\Phi = \frac{1-n_0}{n_0} \varepsilon^p = c_1 \ln(1+c_2 z) = c_1 \ln(1+c_1 JN);$$

$$X = \frac{1}{4} \gamma_0^2 N, \quad J = [(E_x - E_z)^2 + E_x + E_z] + E_{xz}^2,$$

где $D_1 = c_1 c_2$, $D_2 = 1/c_1$, c_1 , c_2 – безразмерные параметры; n_0 – начальная пористость грунта.

Осадка фундамента вычисляется по формуле

$$S = \frac{\bar{E}_0 H n_0}{1-n_0} \int_c^1 \Phi dz.$$

На рисунке 2.6, в приведены результаты определения осадок фундамента и поверхности песчаного основания средней плотности $D_z = 0,4...0,6$, вызванные вращательной вибрацией. Глубина слоя 12 м, $c_1 = 13,18$; $c_2 = 0,14$. Ниже залегает слой плотного песка при мощности слоя 18 м, $c_1 = 4,87$; $c_2 = 1,76$. Расчет выполнен методом конечных элементов при $\nu = 0,3$ и $E = 2 \cdot 10^5$ кН/м² (рис. 2.6, в). В [31] описана серия опытов на динамический контролируемый циклический сдвиг в условиях недренирования водонасыщенных песков ($\rho_d = 1,442$ г/см³) и плоской деформации. Пульсацию сдвиговых напряжений проводили с частотой от 1 до 12 Гц. Степень изменения напряжения определяли отношением пиковых напряжений в одном и другом направлениях

$$R = \frac{\tau_d - \tau_0}{\tau_d + \tau_0},$$

где τ_0 – начальное сдвиговое напряжение (0; 0,0063; 0,0125 МПа); τ_d – то же динамическое; τ_0 / τ_d – принимали равным 0; 0,5; 1 и 1,5 (рис. 2.7, б).

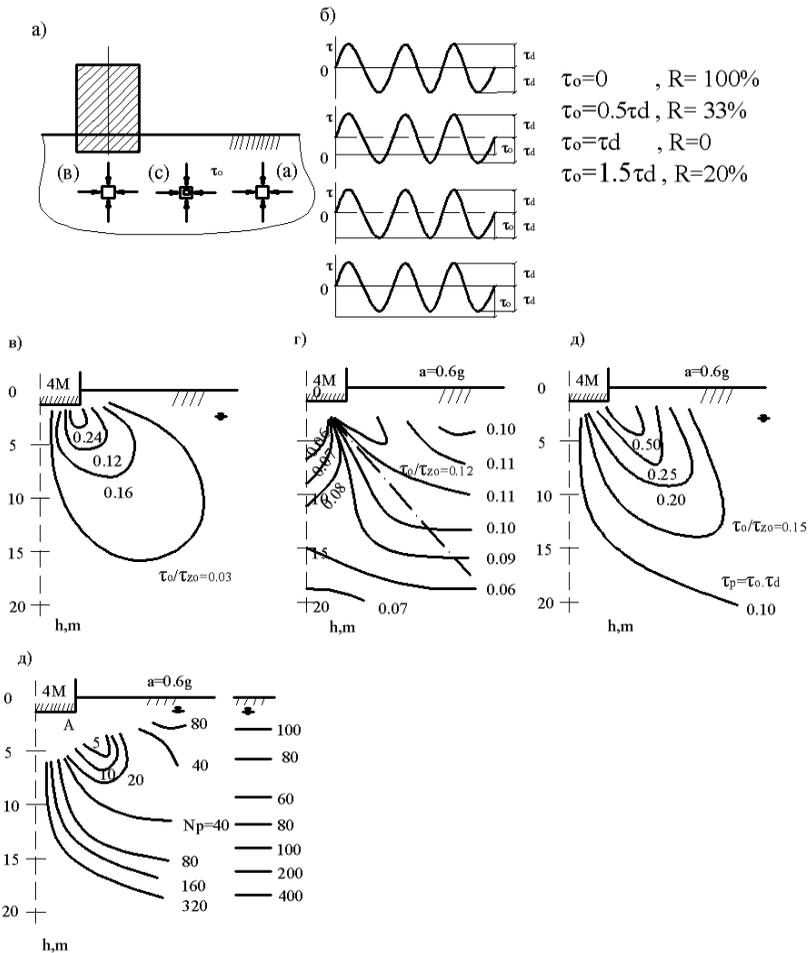


Рис. 2.7. Схема фундамента (а) и режим испытания (б); распределения касательных статических (в), динамических (г) и пиковых (д) напряжений; циклов нагружения до разжижения (е)

Напряженное состояние основания оценивали в относительных величинах τ_0/δ_{z0} или τ_d/δ_{z0} (рис. 2.7, в, г), где δ_{z0} – вертикальное эффективное напряжение (0,097 МПа). Динамическое сдвиговое напряжение τ_d получали созданием горизонтального ускорения $0,06g$ на фундамент, нагруженный заданным вертикальным эффективным напряжением. Пиковое сопротивление сдвигу $\tau_p = \tau_0 + \tau_d$ (рис. 2.7, д). Разрушение про-

исходило при определенных критических значениях отношений τ_p / τ_{zcr} приблизительно равных 0,3. Зависимость $\tau_p = f(\delta_{zcr})$ при разных частотах и отношениях τ_0 / δ_{z0} – линейная. Разжижение песка происходило при резких увеличениях порового давления, сдвиговой или объемной деформации. Чем больше начальное сдвиговое напряжение, тем выше пиковое сдвиговое напряжение, требуемое для разжижения при заданном числе циклов. Для разных τ_0 / δ_{z0} требуется разное число циклов, вызывающих начальное разжижение песка (рис. 2.7, e).

В НИС Гидропроекта разработана [16] математическая модель деформирования грунтового массива при циклических нагрузках. В качестве уравнений состояния используются соотношения теории пластического течения с упрочнением. Принятая модель характеризуется сингулярной кусочно-гладкой поверхностью нагружения. Параметрами упрочнения служат объемная и сдвиговая пластические деформации.

Поверхность нагружения для пластического течения с упрочнением описывают уравнением [16]

$$\Pi(\delta_{ij}, \varepsilon_{ij}^p, \omega) = 0,$$

где ω – параметр упрочнения.

Процессы нагрузки, разгрузки и нейтрального нагружения представляют следующими соотношениями:

– для нагружения

$$d\Pi = 0; \quad d'\Pi = (\partial\Pi/\partial\delta_{ij}); \quad d\delta_{ij} > 0; \quad d\varepsilon_{ij}^p \neq 0; \quad d\omega \neq 0;$$

– для разгрузки

$$d\Pi < 0; \quad d'\Pi < 0; \quad d\varepsilon_{ij}^p = 0; \quad d\omega = 0;$$

– для нейтрального нагружения

$$d\Pi = 0; \quad d'\Pi = 0; \quad d\varepsilon_{ij}^p = 0; \quad d\omega = 0.$$

Параметрами упрочнения служат интенсивность пластических деформаций сдвига и пластическая объемная деформация. Сдвиги реализуются по площадкам максимального сдвига.

На основе трехосных испытаний функции упрочнения могут быть заданы в виде соотношений

$$\Phi_{(\omega)} = \frac{\omega / \omega^*}{(1 - B) + B(\omega / \omega^*)};$$

$$\Psi_{(\omega)} = \frac{a(\omega/\omega^*)}{1 - (\omega/\omega^*)};$$

$$P^{**}(\theta^p, \omega) = \frac{A_1(\omega)\theta^p}{1 - A_2(\omega)\theta^p},$$

где a, B – постоянные параметры; ω^* – значения параметра упрочнения в предельном случае; A_1, A_2 – экспериментальные параметры.

В [6] приведен пример расчета пластического деформирования суглинка в одометре. Параметрами являются $\gamma^{sk} = 20,1$ кН/м³; $K = 250$ МПа; $G = 115$ МПа; $B = 0,9$; $\omega^* = 0,15$; $c = 0,08$ МПа; $\text{tg}\varphi = 0,62$; $a = 1$; $\text{tg}\Psi_0 = 3,5$. На рисунке 2.8 показан рост пластических деформаций для трех диапазонов нагрузок.

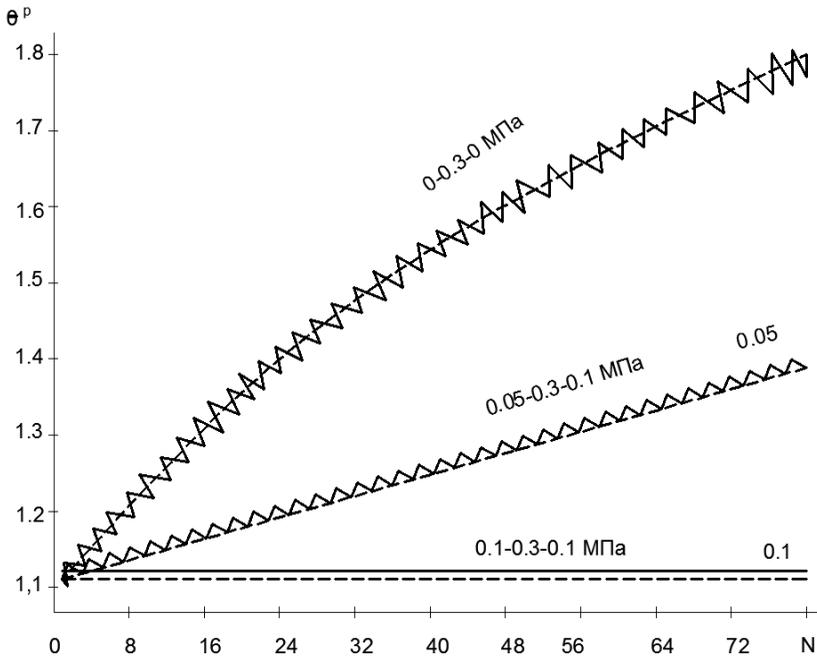


Рис. 2.8. Развитие пластических деформаций в зависимости от числа полуциклов нагрузки для различных диапазонов нагрузки (сплошные линии $-\theta^p$ – объемная пластическая деформация; штриховые линии $-\gamma^p$ – сдвиговая пластическая деформация)

С увеличением числа циклов нагружения зафиксирован рост пластических деформаций грунта с затухающей интенсивностью. Упругие деформации на протяжении всех циклов оставались постоянными. Объемные и сдвиговые пластические деформации особенно интенсивно развивались за первые циклы нагружения. Скорость нарастания пластических деформаций при равных максимальных значениях нагрузки зависит от диапазона изменения нагрузки, чем больше этот диапазон, тем выше скорость прироста деформации. При разгрузке пластическая объемная деформация уменьшается, а сдвиговая остается постоянной. Стабилизация деформаций при больших диапазонах изменения нагрузок происходит за меньшее число циклов. При постоянном диапазоне изменения нагрузок поверхность нагружения трансляционно перемещается вдоль гидростатической оси изменения формы (расширяется). С увеличением числа циклов нагружения трансляционное перемещение поверхности нагружения уменьшается.

2.2. ОПЫТЫ 1988 – 1991 ГОДОВ

В опытах использовали металлические штампы диаметром 12,5 и 17,5 см толщиной 15 мм с шероховатой контактной поверхностью. Эксперименты проводили на воздушно-сухом песке, послойно уплотненном до $\rho = 1,55 \dots 1,57 \text{ г/см}^3$ маловлажном ($\omega \approx 0,05$), уплотненном до $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$. Период цикла принимали равным 1 с, частоту $f = 1 \text{ Гц}$, среднюю величину σ_m – постоянной (рис. 2.9, а, б) или переменной (рис. 2.9, в), коэффициент асимметрии цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, равным 0,75; 0,5; 0,25 и 0 (асимметричные и пульсирующие циклы), постоянными или переменными на каждой ступени.

Использовали две схемы испытаний: с циклическим нагружением на всех или нескольких ступенях и с циклическим нагружением на одной ступени в каждом опыте при определенной величине \bar{F} .

Результаты опытов частично описаны в [12]. Позднее были поставлены дополнительные эксперименты, проведены повторные к ранее рассмотренным в [12].

Опыты на действие осевой вертикальной нагрузки. Исследования проводили на маловлажном песчаном основании при $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ со штампами диаметром 17,5 см. На рисунке 2.10 представлены результаты двух опытов без циклического воздействия и с циклическим нагружением при $F = 1,8 \text{ кН}$.

Как видно, осадка штампа за счет повторных нагружений возросла примерно в 4 раза. Опыт, представленный на рис. 2.11, показывает нарастание осадки штампа при циклическом нагружении на каждой

ступени. Зависимость осадок от логарифма числа циклов нагружения нелинейная. Она может быть описана уравнением $s = a + b(\lg N)^n$, где a , b и n – коэффициенты, зависящие от условий нагружения и свойств грунта.

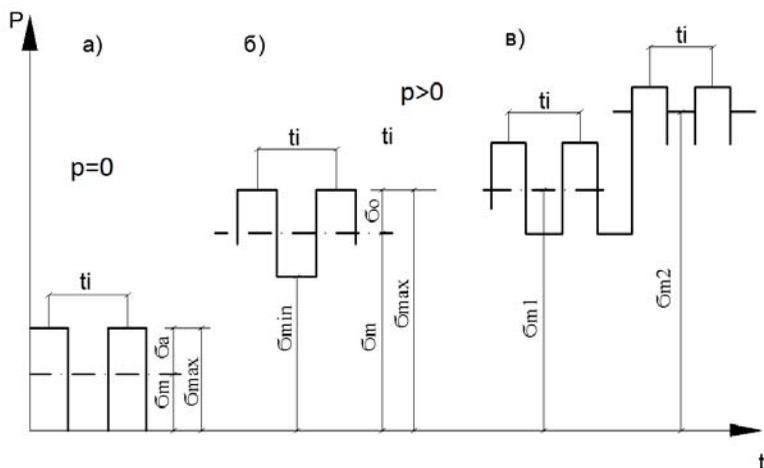


Рис. 2.9. Примененные в опытах режимы нагружения

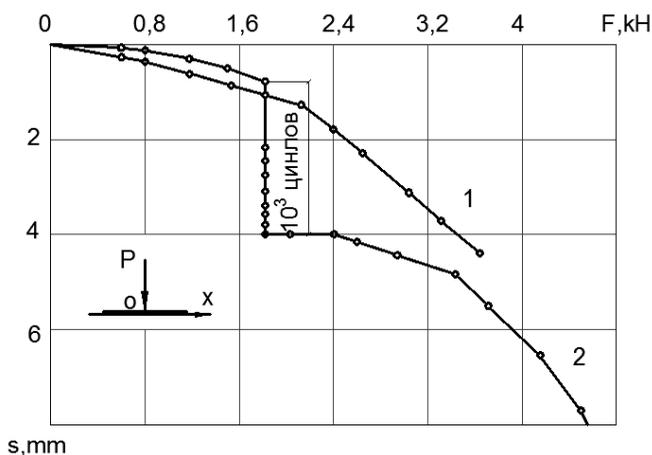


Рис. 2.10. Сопроотивление графиков осадок штампа без повторных воздействий нагрузок (1) и при проведении 10^3 циклов с $F = 1,8$ кН и $\rho = 0$ (2)

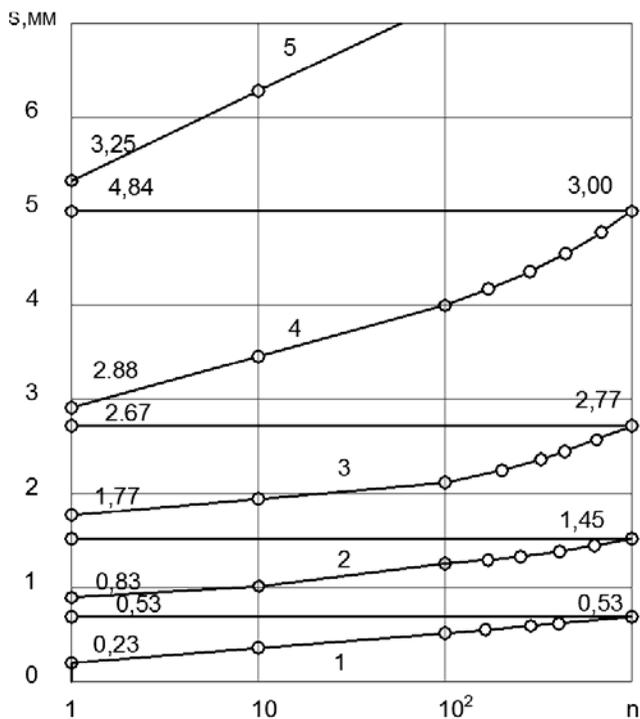


Рис. 2.11. Зависимость осадки штампа от нагрузки и числа циклов при $\rho = 0$ и повторных нагружениях на каждой ступени σ (МПа) $\times 10$: 1 – 1,8; 2 – 2,4; 3 – 3; 4 – 3,5; 5 – 4,2

Нелинейная зависимость деформаций грунта от логарифма числа циклов получена в компрессионных испытаниях, описанных в [16].

На рисунке 2.12 показаны результаты трех опытов, в которых циклическая нагрузка прикладывалась при разных начальных уровнях нагрузки.

Опыты на действие внецентренной и центральной наклонной нагрузок. Большая серия опытов проведена со штампами диаметром 12,5 см на воздушно-сухом песчаном основании, уплотненном до $\rho = 1,55 \dots 1,57 \text{ г/см}^3$. На рисунках 2.13 и 2.14 приведены типичные кривые зависимости крена от числа циклов при определенных значениях \bar{F} .

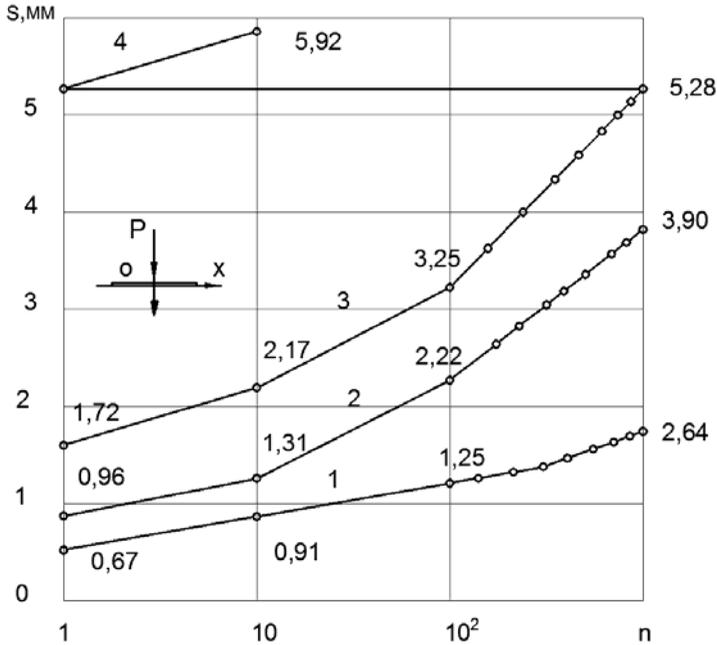


Рис. 2.12. Зависимость осадки штампа от числа циклов нагружения при $\rho = 0$ и σ (МПа) $\times 10^{-1}$:
 1 – 1,8; 2 – 2,4; 3 – 3; 4 – 3,5
 (кривые построены по результатам осреднения десяти опытов)

В опытах с наклонной нагрузкой также наблюдали значительное увеличение перемещений основания при действии на штамп многократно повторной нагрузки (рис. 2.15).

Опыты проводили при $\rho_c = 0,5$; $\sigma = 15^\circ$ (рис. 2.15, а) и $\rho_c = 0$; $\delta = 22^\circ 30'$ (рис. 2.15, б). В обоих случаях нагрузку увеличивали ступенями. При статическом нагружении очередные ступени прикладывали через 1 час. При циклическом – на каждой ступени выполняли по 10^3 циклов. На рисунке приведены графики роста относительных величин осадок и горизонтальных перемещений. Разница в величинах статических и циклических перемещений возрастала с уменьшением коэффициента асимметрии цикла.

В опыте с $\rho_c = 0$ (рис. 2.15, б) осадки штампа несколько превышали горизонтальные перемещения.

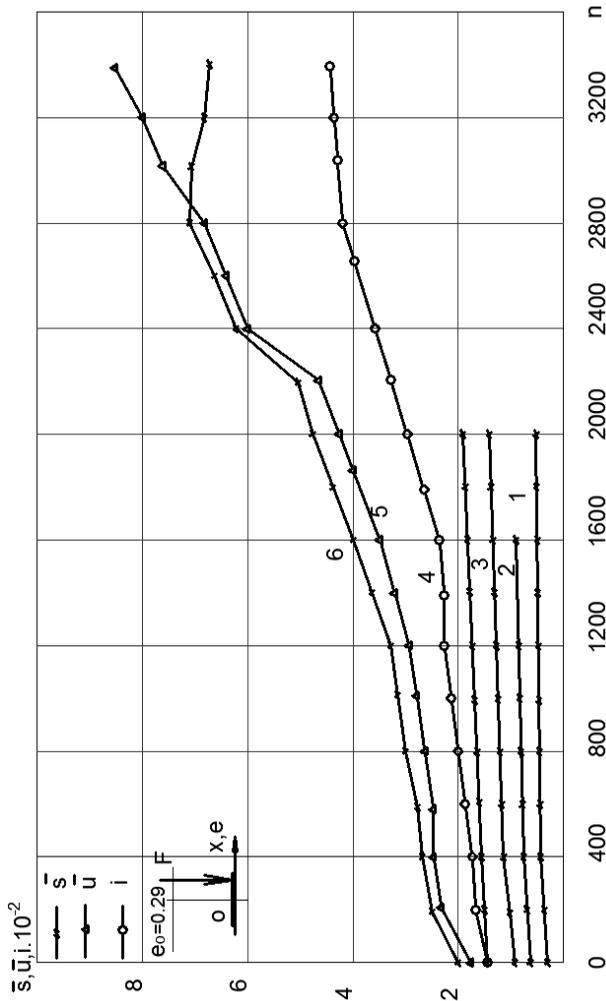


Рис. 2.13. Зависимость между перемещениями шапта и числом циклов при \bar{F} :

$l = 0,33; 2 - 0,5; 3 - 0,67; 4 - 0,38; 5 - 1; \rho = 0$. Скорость перемещений (10^{-6}):

$$\bar{s}_{m1} = 2,84; \bar{s}_{m2} = 1,66; \bar{s}_{m3} = 1,22; \bar{s}_{m4} = 2,15; \bar{s}_{m5} = 11,94 \text{ цикл}^{-1};$$

$$\bar{u}_{m1} = 2,44; \bar{u}_{m2} = 1,66; \bar{u}_{m3} = 2,44; \bar{u}_{m4} = 2,81; \bar{u}_{m5} = 19,6 \text{ цикл}^{-1};$$

$$\bar{i}_{m1} = 1,68; \bar{i}_{m2} = 2,54; \bar{i}_{m3} = 2,94; \bar{i}_{m4} = 2,95; \bar{i}_{m5} = 15,35 \text{ рад/цикл}$$

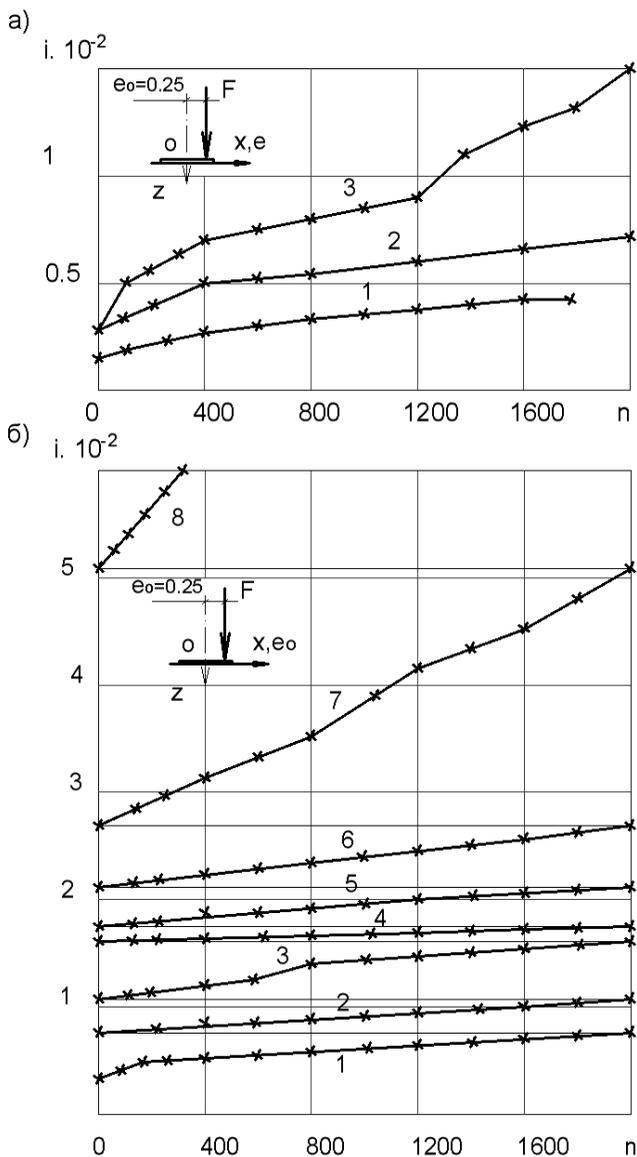


Рис. 2.14. Зависимость крена от числа циклов при:

$a - \bar{F} = 0,36$ и ρ_c : 1 - 0,75; 2 - 0,5; 3 - 0;

$b - \bar{F}$: 1 - 0,2; 2 - 0,4; 3 - 0,6; 4 - 0,65; 5 - 0,75; 6 - 0,80; 7 - 0,90; 8 - 0,95

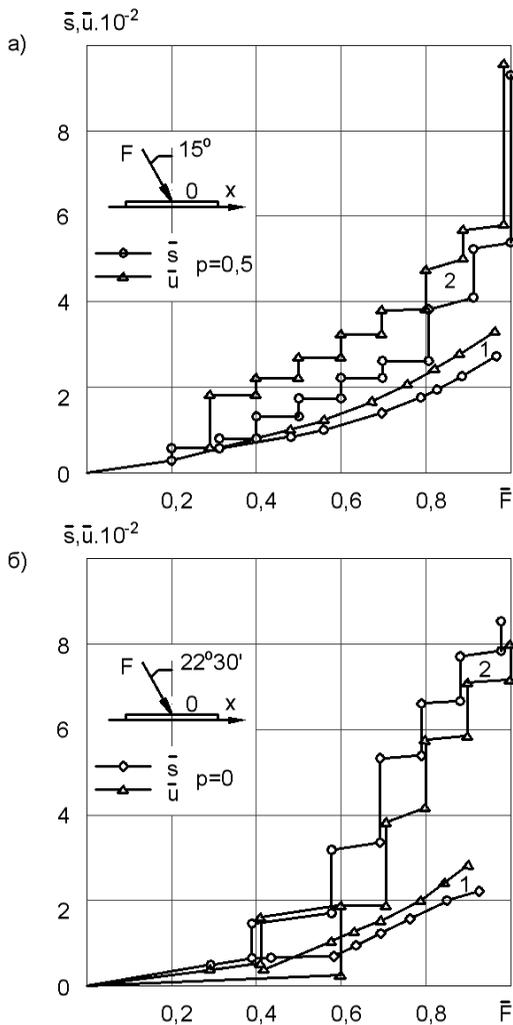


Рис. 2.15. Зависимость между перемещениями штампа и уровнем нагрузки при быстром ступенчатом 1 и циклическом 2 нагружениях, ρ_c :
a – 0,5; *б* – 0

На рисунке 2.16 приведены результаты опыта с $\rho_c = 0$ и $\sigma = 22^\circ 30'$. Уровень нагрузки постепенно увеличивали. При $\bar{F} = 0,5$ скорости горизонтальных перемещений резко возросли, а при $\bar{F} = 0,8$ произошел сдвиг штампа.

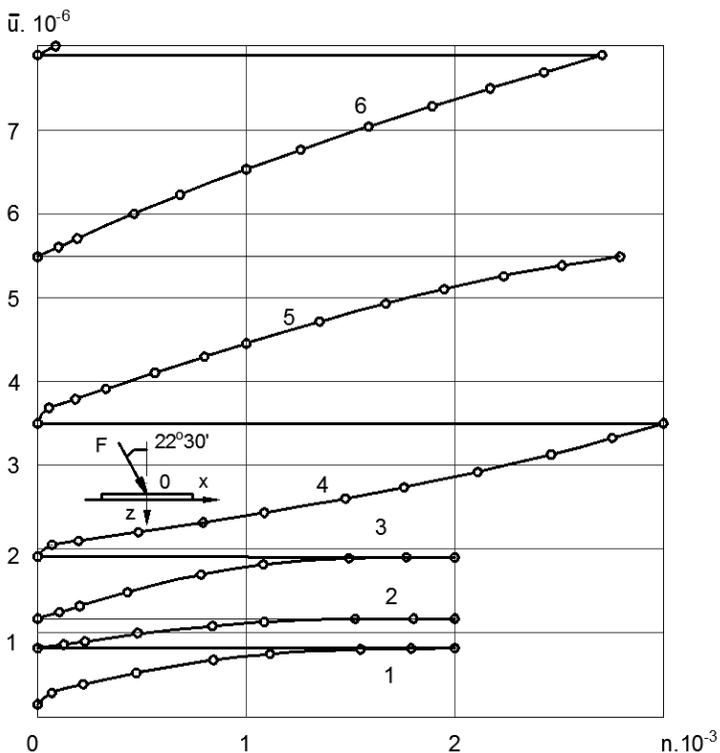


Рис. 2.16. Зависимость горизонтального перемещения штампа от числа циклов при $\rho_c = 0$ и уровня нагрузки \bar{F} :
 1 – 0,2; 2 – 0,3; 3 – 0,4; 4 – 0,5; 5 – 0,6; 6 – 0,7. Скорости перемещений ($\times 10^{-6}$)

$$\bar{u}_1 = 2,1; \bar{s}_1 = 1,7; \bar{u}_2 = 2,2; \bar{s}_2 = 1,31; \bar{u}_3 = 3,5; \bar{s}_3 = 1,8;$$

$$\bar{u}_4 = 6; \bar{s}_4 = 2,7; \bar{u}_5 = 7,1; \bar{s}_5 = 3,7; \bar{u}_6 = 8,5; \bar{s}_6 = 3,8$$

Эксперименты доказали, что при циклических воздействиях наклон равнодействующей нагрузки приводит к существенному росту перемещений и снижению несущей способности основания.

Скорости перемещений штампа в другом опыте (рис. 2.17) были меньше. Эксперименты показали, что перемещения штампов при циклическом нагружении весьма чувствительны к технике нагружения.

В полулогарифмических координатах зависимость скорости перемещений от числа циклов нелинейная (рис. 2.18).

Уменьшение коэффициента асимметрии цикла при $\bar{F} = \text{const}$ приводит к увеличению скоростей перемещений (рис. 2.19).

$\bar{s}, \bar{u}, i \cdot 10^{-2}$

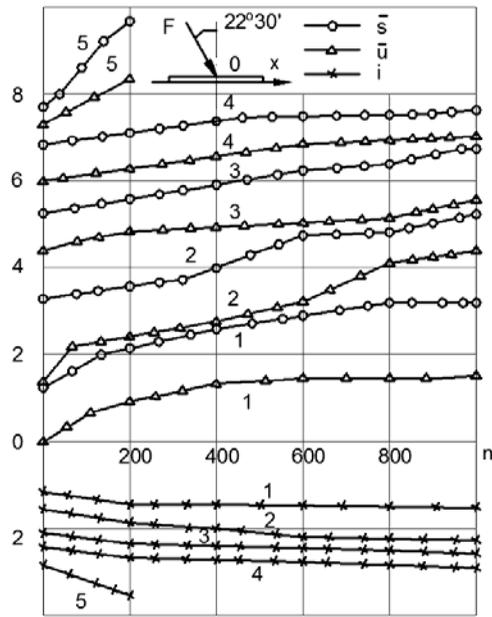


Рис. 2.17. Зависимость перемещений штампа от числа циклов при \bar{F} :
 1 – 0,64; 2 – 0,71; 3 – 0,81;
 4 – 0,91; 5 – 1; $\rho = 0$.

Скорости перемещений в $\text{цикл}^{-1} (\times 10^{-5})$: $\bar{s}_{m1} = 1,37$;

$\bar{s}_{m2} = 2,06$; $\bar{u}_{m2} = 2,35$;

$\bar{s}_{m3} = 1,6$; $\bar{u}_{m3} = 1,46$;

$\bar{s}_{m4} = 0,78$; $\bar{u}_{m4} = 1,44$;

$\bar{s}_{m5} = 9,2$; $\bar{u}_{m5} = 4,86$;

$\bar{s}_m = 1,88$; $\bar{u}_m = 1,97$

$\bar{s}, \bar{u}, i \cdot 10^{-2}$

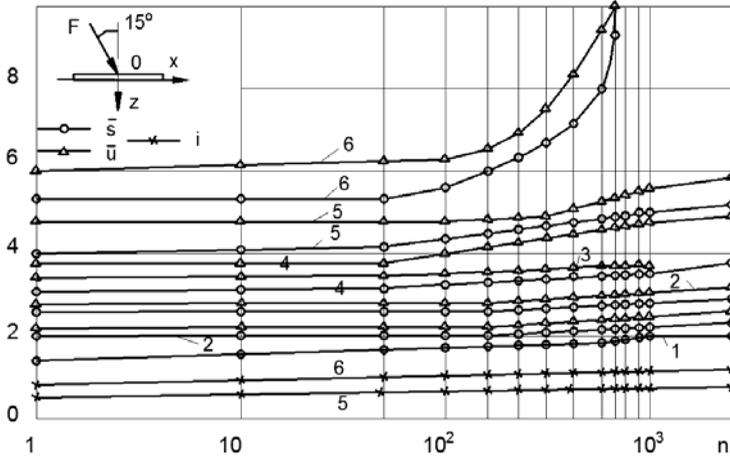


Рис. 2.18. Зависимость перемещений штампа \bar{s} , \bar{u} от числа циклов при \bar{F} :

1 – 0,5; 2 – 0,6; 3 – 0,7; 4 – 0,8; 5 – 0,9; 6 – 1; $\rho_c = 0,5$

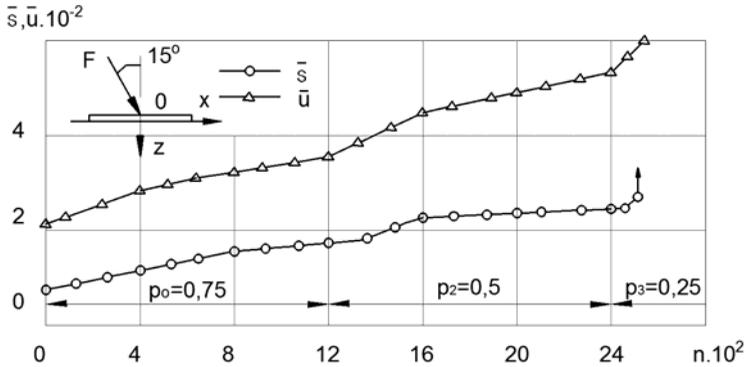


Рис. 2.19. Зависимость перемещений штампа от числа циклов нагружения при $\bar{F} = 0,85$. Средние скорости перемещений в цикл ($\times 10^{-6}$):

$$\bar{s}_{m1} = \bar{s}_1 / n_1 = 5,66; \bar{s}_{m2} = 8,58; \bar{u}_{m1} = 12,4; \bar{u}_{m2} = 16,3$$

По результатам многочисленных опытов вычисляли средние скорости перемещений (табл. 2.2, 2.3). В первой из них представлены результаты опытов, проведенных по первой схеме испытаний.

Таблица 2.2

№ опыта	10^{-6} , цикл $^{-1}$	\bar{F}						
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$e_0 = 0,25; \delta = 0^\circ; \rho_c = 0,75; n = 2 \cdot 10^3$ циклов								
1	\dot{u}_i	2,44	1,67	—	2,44	2,81	—	19,64
	\dot{s}_i	1,66	1,68	—	1,22	2,10	—	11,94
	i	1,68	1,83	—	2,94	2,95	—	16,35
$e_0 = 0,25; \delta = 0^\circ; \rho_c = 0,5; n = 2 \cdot 10^3$ циклов								
2	\dot{u}_i	—	—	—	—	6,6	—	35,5
	\dot{s}_i	—	—	—	—	3,85	—	17,7
	i	—	—	—	—	7,20	—	27,7
$e_0 = 0,25; \delta = 0^\circ; \rho_c = 0,5; n = 2 \cdot 10^3$ циклов								
3	\dot{u}_i	2,85	1,73	1,20	2,65	2,75	15,30	88,8
	\dot{s}_i	2,00	1,60	0,85	1,30	1,57	7,18	28,10
	i	2,41	2,22	1,05	2,32	2,71	8,96	40,15

Продолжение табл. 2.2

№ опыта	10^{-6} , цикл ⁻¹	\bar{F}						
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$e_0 = 0,25; \delta = 0^\circ; \rho_c = 0; n = 2,4 \cdot 10^3$ ЦИКЛОВ								
4	\dot{u}_i	–	8,65	–	18,72	–	–	122
	\dot{s}_i	–	3,75	–	8,90	–	–	70,3
	i	–	5,85	–	15,10	–	–	47
$e_0 = 0,25; \delta = 0^\circ; \rho_c = 0; n = 3 \cdot 10^3$ ЦИКЛОВ								
5	\dot{u}_i	–	–	–	–	12,80	11,40	47,30
	\dot{s}_i	–	–	–	–	8,65	5,62	30,5
	i	–	–	–	–	16,93	10,33	37,7
$e_0 = 0,5; \delta = 0^\circ; \rho_c = 0,5; n = 3,4 \cdot 10^3$ ЦИКЛОВ								
6	\dot{u}_i	5,22	–	1,05	–	–	–	27,50
	i	5,57	–	1,25	–	–	–	50,61
$e_0 = 0,5; \delta = 0^\circ; \rho_c = 0,5; n = 4 \cdot 10^3$ ЦИКЛОВ								
7	\dot{u}_i	–	5,90	–	6,33	–	–	31,40
	\dot{s}_i	–	1,41	–	1,20	–	–	27,05
	i	–	6,37	–	1,63	–	–	56,10
$e_0 = 0,5; \delta = 15^\circ; \rho_c = 0,5; n = 1,2 \cdot 10^3$ ЦИКЛОВ								
8	\dot{u}_i	11,54	3,53	4,54	3,92	9,47	9,01	65,35
	\dot{s}_i	25,30	3,21	5,73	3,03	9,21	11,85	54,26
$e_0 = 0,5; \delta = 15^\circ; \rho_c = 0; n = 10^3$ ЦИКЛОВ								
9	\dot{u}_i	–	7,53	5,56	6,51	–	–	–
	\dot{s}_i	–	5,34	6,64	7,23	–	–	–
$e_0 = 0; \delta = 22^\circ 33'; n = 1,2 \cdot 10^3$ ЦИКЛОВ								
10	\dot{u}_i						12,41	
	\dot{s}_i				$\rho = 0,75$		5,66	
	\dot{u}_i						16,39	
	\dot{s}_i				$\rho = 0,05$		8,58	

Продолжение табл. 2.2

№ опыта	10^{-6} , цикл ⁻¹	\bar{F}						
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
10	$\dot{\bar{u}}_i$						50,2	
	$\dot{\bar{s}}_i$				$\rho = 0,25$		30,6	
$e_0 = 0; \delta = 22^\circ 30'; \rho_c = 0,5; n = 3 \cdot 10^3$ циклов								
11	$\dot{\bar{u}}_i$	9,4	1,8	–	9,78	6,56	9,68	77,1
	$\dot{\bar{s}}_i$	2,1	3,8	–	5,96	5,85	10,0	70,3
$e_0 = 0; \delta = 22^\circ 30'; \rho_c = 0; n = 10^3$ циклов								
12	$\dot{\bar{u}}_i$	–	–	14,73	26,6	14,6	14,35	84,1
	$\dot{\bar{s}}_i$	–	–	14,25	20,60	17,15	7,52	50,2
$e_0 = 0; \delta = 22^\circ 30'; \rho_c = 0; n = 3 \cdot 10^3$ циклов								
13	$\dot{\bar{u}}_i$	–	–	11,20	–	–	–	–
	$\dot{\bar{s}}_i$	–	–	3,70	–	–	–	–
$e_{0x} = \pm 0,3; \delta = 0^\circ; \rho_c = 1; n = 250$ циклов								
14	$\dot{\bar{s}}_i$	92	–	–	–	101	–	530
$e_{0x} = \pm 0,3; e_{0y} = 0,25; \delta = 0^\circ; \rho = 1; n' = 50; 150$								
15	$\dot{\bar{u}}_i$	–	–	–	–	376	–	544
	$\dot{\bar{s}}_i$	–	–	–	–	102	–	248
	i	–	–	–	–	92	–	278
$e_{0x} = \pm 0,3; e_{0y} = 0,25; \delta = 0^\circ; \rho_c = 1; n' = 220$ циклов								
16	$\dot{\bar{u}}_i$	–	–	–	–	–	–	318
	$\dot{\bar{s}}_i$							
	i	–	–	–	–	–	–	100
	$\dot{\bar{u}}_i$	–	–	–	–	–	–	350
$e_0 = 0; \delta = 0^\circ; \rho_c = 0,5$ (клиновидный подстилающий слой); $n = 2 \cdot 10^3$ циклов								
17	$\dot{\bar{u}}_i$	7,55	5,15	–	10,50	–	21,65	–
	$\dot{\bar{s}}_i$	6,80	4,40	–	8,35	–	18,43	–
	i	3,05	1,75	–	0	–	0,8	–

Таблица 2.3

ρ	$\dot{s}_i, \dot{u}_i, 10^{-6}$ цикл $^{-1}$	\bar{F}				
		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$e_0 = 0; \delta = 15^\circ$						
0	\dot{u}_i	3,5	4,7	6,6	12, 1	28
	\dot{s}_i	3,1	3,9	4,6	6,4	15,2
0,5	\dot{u}_i	2,3	3,1	3,9	9,4	22
	\dot{s}_i	2,0	2,4	3,0	3,2	8,1
0,75	\dot{u}_i	1,2	1,7	2,0	2,6	3,4
	\dot{s}_i	0,7	1,1	1,4	1,9	2,5
$e_0 = 0; \delta = 22^\circ 30'$						
0	\dot{u}_i	3,8	7,8	10	16	–
	\dot{s}_i	2,3	4,0	6,5	9,2	–
0,5	\dot{u}_i	2,8	4,6	7	11,3	–
	\dot{s}_i	0,8	1,4	2,3	3,4	–
0,75	\dot{u}_i	0,8	1,4	2,4	3,4	4,5
	\dot{s}_i	0,4	0,6	1,1	1,4	1,8
$e_0 = 0,25; \delta = 0^\circ$						
0	\dot{u}_i	3,6	5,4	6,4	10,6	23
	\dot{s}_i	3,2	5,1	6,2	9,2	19
	i	4,5	4,6	7,0	9,4	25,4
0,5	\dot{u}_i	2,6	3,2	4,9	6,8	10,5
	\dot{s}_i	2,0	3,0	3,9	6,6	11,9
	i	2,3	2,9	4,6	7,2	15,6
0,75	\dot{u}_i	1,5	1,7	2,0	2,6	4,0
	\dot{s}_i	2,0	1,9	2,4	2,9	5,1
	i	1,7	2,5	2,9	3,0	5,2

Так при $\epsilon_0 = 0,25$; $\delta = 0$; $\rho = 0,75$ проведен один опыт.

Циклическое нагружение осуществляли при $\bar{F} = 0,4$; $0,6$; $0,7$; $0,8$ и 1 . На каждой из этих ступеней, кроме последней, сделано по $2 \cdot 10^3$ циклов. Как видно, скорости перемещений при такой схеме испытаний и $\bar{F} < 0,9$ мало отличаются.

В опыте 1 на последней ступени сделано 3,5 тыс. циклов и произошел сдвиг штампа. В опыте 10 при $\bar{F} = 0,8$ последовательно выполнено по 1,2 тыс. циклов с $\rho = 0,75$ и $0,5$. При переходе на $\rho = 0,25$ основание потеряло устойчивость после 50 циклов. Опыты 14 – 16 проведены на действие знакопеременной нагрузки.

В таблице 2.3 приведены осредненные результаты двух-трех опытов, выполненных на циклическое воздействие при определенных значениях $\bar{F} = F_{uc} / F_u$, где F_u – разрушающая нагрузка при $n = 0$ по данным предварительных опытов.

Так, $\bar{u} = 3,5 \times 10^{-6}$ цикл $^{-1}$ и $\bar{s} = 3,1 \times 10^{-6}$ цикл $^{-1}$ осреднены по данным двух параллельных опытов. В каждой из них нагрузка ступенями была доведена до $\bar{F} = 0,5$. Выполнено по 3×10^3 циклов с $\rho = 0$ и затем продолжено нагружение ступенями до разрушения основания. Следующий результат $\bar{u} = 4,7 \times 10^{-6}$ цикл $^{-1}$ и $\bar{s} = 3,9 \times 10^{-6}$ цикл $^{-1}$ получен осреднением двух других опытов, в которых ступенчатая нагрузка доведена до $\bar{F} = 0,6$. При этом было сделано по 3 тыс. циклов и снова нагрузка доведена ступенями до разрушения основания и т.д. Как видно из таблицы, скорости перемещения при такой схеме испытаний возрастали с увеличением уровня нагрузки, при которой осуществлялось циклическое испытание. Скорости перемещений с увеличением n оставались примерно постоянными.

Во всех испытаниях определена величина разрушающей нагрузки. Однако зависимости $F_c = f(n, \bar{F}_s)$ не удалось установить. В отдельных опытах, например, в опыте № 10 отмечено снижение F_{uc} с увеличением ρ . По данным результаты (табл. 2.3) и других опытов построены графики зависимости относительных скоростей перемещений штампа от уровня нагрузки и коэффициента асимметрии цикла для второго режима нагружения (рис. 2.20).

Перемещения штампа при знакопеременной циклической нагрузке. Опытами установлено, что наиболее неблагоприятным является случай воздействия на основание циклической нагрузки при знакопеременных эксцентриситетах и $\rho = \text{const}$. Перемещения и их скорости при определенных комбинациях ϵ_0 и σ возрастали в несколько раз по сравнению со случаем циклического нагружения по схеме «нагрузка–разгрузка» при $\epsilon_{0x} = 0$.

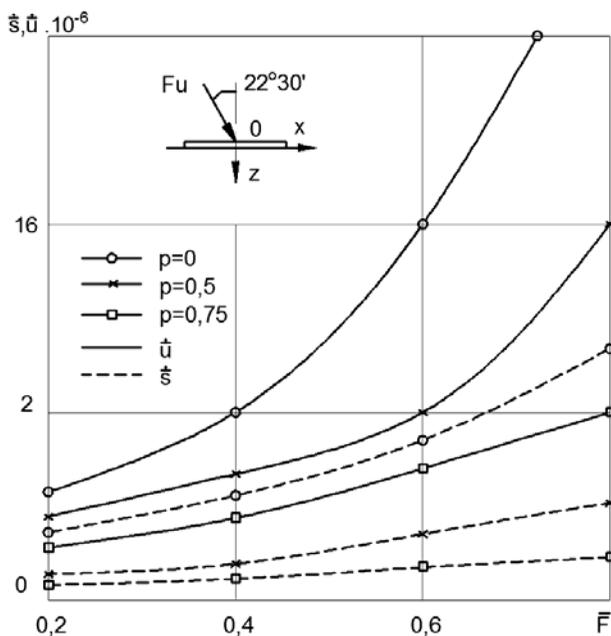


Рис. 2.20. Влияние уровня нагрузки и коэффициента асимметрии цикла на относительные скорости перемещений

Рычаг упирался в паз штампа через два заостренных штыря типа вилки. При отклонении рычага вдоль оси u нагрузки попеременно передавали через один из штырей, т.е. происходило раскачивание штампа при ограничении амплитуды колебаний груза. За один цикл при $\rho = 1$ принимали воздействие нагрузки с $e_{0y} = 0,3$ и $e_{0y} = -0,3$.

Осевая вертикальная нагрузка. В одном из опытов нагрузка на штамп ступенями была доведена до $\bar{F} = 0,4F_u$ ($\bar{s} = 3,1 \times 10^{-6}$ цикл $^{-1}$), где F_u – разрушающая нагрузка при $n = n' = 0$. При этом её значении было сделано 250 циклов (рис. 2.21).

Относительная осадка штампа возросла до $0,026$ цикла $^{-1}$ при средней скорости $\dot{s} = 9,2 \times 10^{-5}$ цикл $^{-1}$. Затем нагрузку увеличили до $0,8F_u$. Осадка штампа возросла на $0,025$ мм. После проведения 250 циклов при $F = 0,8F_u$ относительная осадка увеличилась до $0,053$ цикла $^{-1}$. Выпор грунта произошел на следующей ступени при $n' = 12$ циклов ($s_u = 6,32$ мм).

В другом опыте ступенчато возрастающая нагрузка была доведена до $0,9F_u$ ($\bar{s} = 0,018$). Затем снижена до $0,55$ и при этом её значении проведено циклическое испытание с $e_{0x} = \pm 0,3$ (рис. 2.21). Разрушение основания произошло при $n = 45$ циклов ($s_u = 6,91$ мм). Средняя относительная скорость осадки при этом равнялась $11,5 \times 10^{-4}$ цикл $^{-1}$ (рис. 2.22).

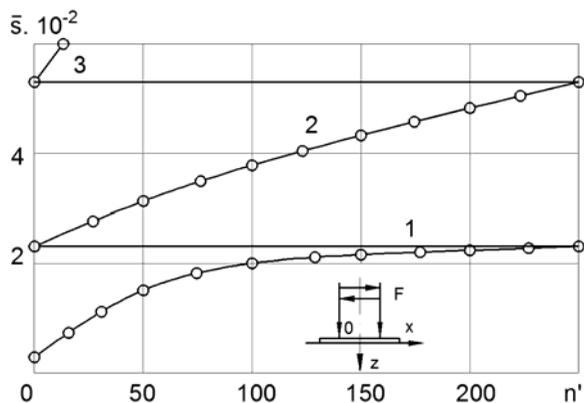


Рис. 2.21. Зависимость осадки штампа от числа циклов знакопеременной нагрузки при \bar{F} :

1 – 0,4; 2 – 0,8; 3 – 1; $\bar{s}_{1m} = 0,92 \times 10^{-4}$; $\bar{s}_{2m} = 1,01 \times 10^{-4}$ цикл

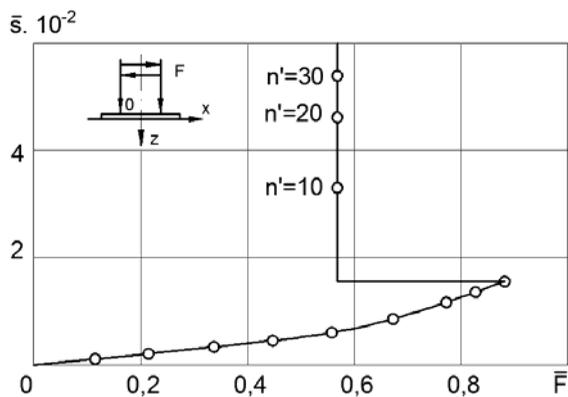


Рис. 2.22. Зависимость относительной осадки штампа от нагрузки и числа циклов при $\bar{F} = 0,55$ и $\rho = 0$

Внецентренная вертикальная нагрузка. При $e_{0x} = 0,25 = \text{const}$ после приложения очередной ступени нагрузки сначала выполняли по 100 циклов по схеме «нагрузка–полная нагрузка», а затем по 50 или 100 циклов знакопеременной нагрузки при $e_{0y} = \pm 0,3$. Приращения перемещений за счет циклического воздействия по данным одного опыта приведены в табл. 2.4.

При $F = 0,4$ кН после проведения 100 циклов и начале знакопеременного нагружения отмечено резкое увеличение скоростей перемещений по сравнению с данными на предыдущей ступени. Было решено проводить знакопеременное циклическое нагружение до потери устойчивости основания. Это произошло при $n' = 150$. Из таблицы 2.4 видно, что перемещения в направлении оси x u_x и i_x возрастали при $e_{0x} = \text{const}$. Относительные скорости перемещений на последней ступени нагружения равнялись (10^{-5}): $\dot{u}'_x = \bar{u}'_x / n' = 2,9$; $\dot{s}'_x = \bar{s}'_x / n' = 3,9$; $i'_x = i_x = 8,6$; $\dot{u}'_x = \bar{u}'_x / n' = 54,4$; $\dot{s}'_x = \bar{s}'_x / n' = 24,8$; $i'_x = i' / n' = 27,8$. Здесь u' , s' , i' – замеренные перемещения от знакопеременного циклического нагружения.

Увеличение нагрузки на ступень после циклического воздействия знакопеременной нагрузкой не вызвало дополнительных перемещений. Возрастание нагрузки с 0,3 до 0,4 кН привело к увеличению осадки на 0,01 мм.

В опыте при $e_0 = \rho_c = 0,5$ разрушение основания произошло при $F_u = 0,3$ кН и $n = 700$ циклов. В двух опытах с $e_{0x} = 0,5$; $\rho_c = 1$ и $F_u = 0,35$ кН. В следующем опыте при тех же значениях e_0 , ρ и n нагрузку ступенями увеличили до $F = 0,15$ кН (примерно 0,1 для $n = e_0 = 0$ и $0,43F_u$ для $n = 0$, $e_0 = 0,5$) и при этом ее значениях провели знакопеременное циклическое нагружение с $e_{0y} = \pm 0,3$ (рис. 2.23).

Таблица 2.4

\bar{F}	$\dot{u}'_x \cdot 10^{-4}$		$\dot{s}'_x \cdot 10^{-4}$		$i'_x \cdot 10^{-4}$	
	$n = 100$	$n' = 50$	$n = 100$	$n' = 50$	$n = 100$	$n' = 50$
0,25	21	22	20	32	40	47
0,5	18	91	11	20	19	31
0,75	28	188	19	51	26	46
1 ($n' = 150$)	29	816	0,39	373	66	418

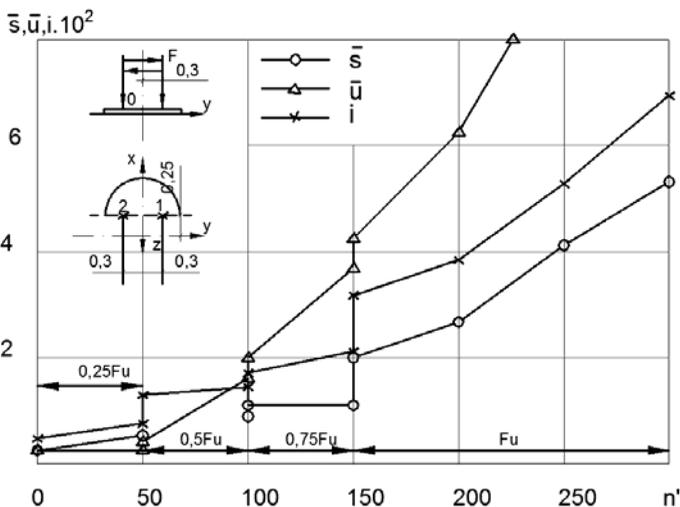


Рис. 2.23. Зависимость перемещений штампа от числа циклов изменения эксцентриситета при $\bar{F} = 0,5$ скорости перемещений ($\times 10^{-4}$):

$$\dot{s}_m = 1,27; \dot{u}_{mx} = 4,39 \text{ цикл}^{-1}; i'_{my} = 4,66 \text{ рад/цикл}$$

Разрушение основания наступило после 220 циклов. Скорости осадки, горизонтального перемещения и крена были соответственно в 10, 4 и 7 раз выше, чем при обычном циклическом нагружении и одинаковых параметрах испытания ($\dot{u}' = 3,18 \times 10^{-4}$ цикл⁻¹; $\dot{s}' = 1 \times 10^{-4}$ цикл; $i' = 3,5 \times 10^{-4}$ рад/цикл).

Особенности перемещений основания. В большинстве опытов соотношения между компонентами перемещений (u , s и i), полученные при ступенчато-возрастающем нагружении сохраняются и при последующем циклическом нагружении. В отдельных опытах ($\sigma \neq 0$) перед разрушением основания происходило изменение скорости крена.

При циклическом нагружении основания зерна песка совершают поступательно-вращательные перемещения. Амплитуда вертикальных и горизонтальных упругих (восстанавливающихся) перемещений штампа равнялась 0,01...0,07 мм. С увеличением n и \bar{F} амплитуда упругих перемещений возрастала в указанном выше пределе.

При возвратно-поступательных и вращательных перемещениях частицы грунта в зоне контакта притираются, разрушаются острые углы, развиваются усталостные трещины, происходит проскальзывание зерен, накопление остаточных деформаций, возникают зоны сдви-

га грунта по плоскостям скольжения. В результате контактной усталости снижается величина разрушающей нагрузки и увеличиваются перемещения штампа.

Численно процесс накопления повреждений при циклических воздействиях может быть оценен снижением угла внутреннего трения и модуля деформации грунта.

Влияние плотности основания на скорость циклических перемещений. Опыты проводили при $d = 20$ см; $e_0 = 0$; $\sigma = 22^\circ 30'$; $\bar{F} = 0,6$; $\rho_c = 0,5$; $\rho = 1,51; 1,55; 1,6$ г/см³ и второй схеме нагружения. С ростом плотности основания скорости осадки и горизонтального перемещения уменьшались в среднем в соотношении 1,9; 1 и 0,59.

Влияние величины эксцентриситета приложения нагрузки. Результаты опытов в маловлажном песчаном основании, послойно уплотненном до $\rho = 1,7$ см³ ($\omega \approx 0,05$), приведены на рис. 2.24, а – в. Опыты проводили с шероховатой моделью диаметром 10 см. Нагрузку передавали гидравлическим домкратом с $e_0 = 1$ и 2. Скорости нарастания крена при одной и той же нагрузке были значительно выше для $\lambda = 2$. С увеличением уровня нагрузки скорости крена многократно возрастали (рис. 2.24, б). Влияние относительного заглубления модели на скорости крена показано на рис. 2.24, в.

Опыты в естественном глинистом основании. Инженерно-геологические условия площадки в северо-западном районе г. Курска описаны в [12]. Нагрузку передавали гидравлическим домкратом. При разгрузке до $0,8 \bar{F}_u$ осадка практически не изменялась (рис. 2.24, г). Полная разгрузка приводила к небольшому подъему буронабивного фундамента.

Влияние многократно-повторных нагружений на величину разрушающей нагрузки. В опытах при $\omega \approx 0$ и $\rho = 1,58$ г/см³ наблюдали снижение разрушающей нагрузки с уменьшением коэффициента асимметрии цикла. В нескольких опытах нагрузка ступенями была доведена до $\bar{F} = 0,65 \dots 0,85$ и проводили циклические испытания с $n = (2 \dots 3) \cdot 10^3$ циклов. При $\bar{F} = \text{const}$ и $n = \text{const}$ ступенчато снижали ρ . С переходом на более низкое значение ρ скорости перемещений заметно возрастали. Разрушение основания часто происходило спустя 100 – 600 циклов после перехода на меньшее значение ρ , т.е. при $F = \text{const}$ и $n = \text{const}$ с уменьшением ρ возрастали \dot{u}_i и снижались F .

Были проанализированы результаты опытов, выполненных при определенных сочетаниях \bar{F} и ρ для $n = \text{const}$. Получены следующие осредненные значения коэффициентов снижения несущей способности основания $\gamma = F_{uc}/F_u$ (F_{uc} – разрушающая нагрузка при циклическом

испытании): для $\rho = 0,5$ $\gamma = 0,92$; $\rho = 0,25$ $\gamma = 0,8$; $\rho = 0$ $\gamma = 0,68$. При $\bar{F} = 0,6$ снижения циклической несущей способности по сравнению со статической не наблюдали.

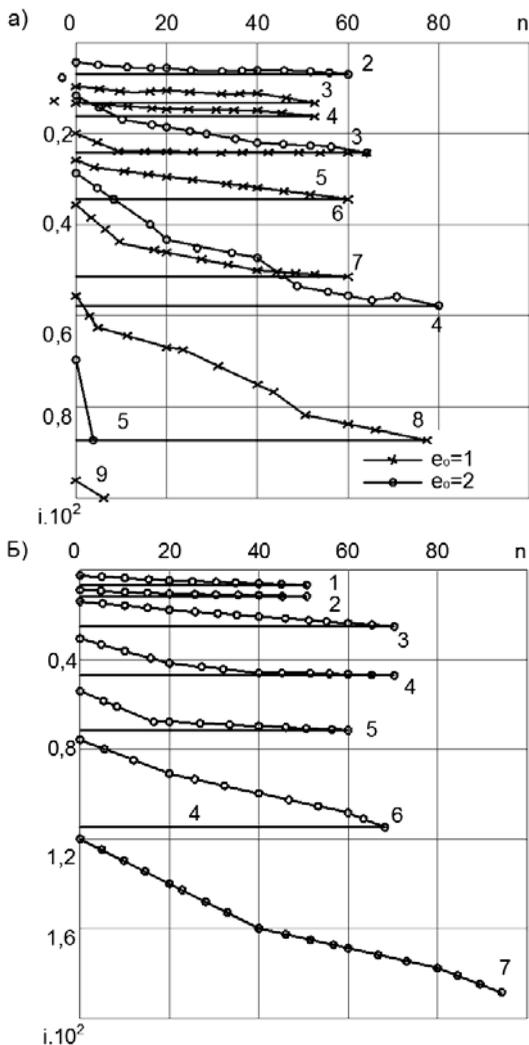


Рис. 2.24. Нарастание крена с увеличением числа циклов (а), для $\lambda = 2$ (а) и $\lambda = 3$ (б); F (кН) (начало):

1 – 0,4; 2 – 0,6; 3 – 0,8; 4 – 1; 5 – 1,2; 6 – 1,4; 7 – 1,6; 8 – 1,8; 9 – 2

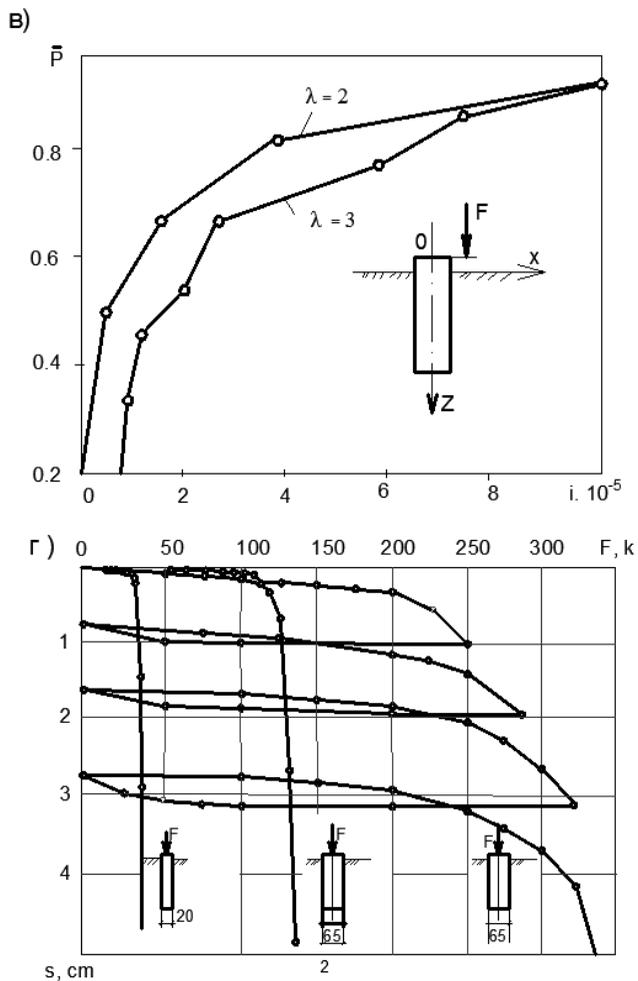


Рис. 2.24. Скорости увеличения крена с увеличением уровня нагрузки (θ); осадки с увеличением нагрузки (опыты в суглинке, площадка 6 [12] (z); F (кН) (окончание): 1 – 0,4; 2 – 0,6; 3 – 0,8; 4 – 1; 5 – 1,2; 6 – 1,4; 7 – 1,6; 8 – 1,8; 9 – 2

В процессе многократно повторного нагружения происходит изменение напряжений и перемещений, характеристик основания (F , μ , ρ и др.), разбиваются микротрещины.

Величина разрушающей нагрузки зависит от уровня нагрузки соотношения постоянной и временной составляющих, числа и частоты циклов, истории загрузки. Разрушение происходит при достижении некоторых критических характеристик основания, например μ , предельного числа циклов.

Воздействие многократно повторной нагрузки на подземную и(или) надземную части здания (сооружения) приводит к изменению их жесткости, перераспределению усилий, изменению нагрузок на основание. В случае воздействия многократно повторной нагрузки на основание вышерасположенное здание (сооружение) получает перемещения, также приводящие к изменению жесткости.

Расчетное сопротивление основания следует умножать на коэффициенты условий работы γ_i , учитывающие особенности возведения и эксплуатации фундаментов. Одним из таких коэффициентов являются коэффициенты, учитывающие влияние многократно повторяющихся нагрузок. Приближенные коэффициенты условий работы основания и воздушно-сухого песка приведены в табл. 2.5

Отмечены три стадии развития перемещений штампа при действии многократно повторных нагрузок (рис. 2.25): ускоренного 1, постоянного 2 и неустойчивого 3.

Продолжительность каждой стадии зависит от соотношения варьируемых параметров (уровня нагрузки, коэффициента асимметрии цикла, частоты). Отмеченным стадиям развития деформаций соответствуют изменения эпюр контактных давлений.

Таблица 2.5

ρ_s	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
γ_{s1}	0,4	0,5	0,6	0,75	0,90	1

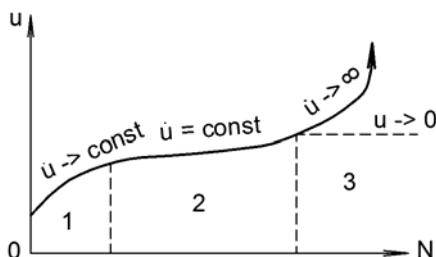


Рис. 2.25. Стадии развития перемещений штампа

Влияние многократно повторной нагрузки на перемещения соседних фундаментов. Эксперименты показали [12], что в песчаных грунтах перемещения поверхности основания наблюдали на расстоянии до $(5 \dots 6)d$ от оси круглого фундамента. Необратимые деформации появились на расстоянии до $(3,5 \dots 4,5)d$. С увеличением $\rho_c, \rho_s, \bar{F}, n$ возрастали перемещения соседнего штампа. При прочих равных условиях относительная разность осадок фундаментов при $\delta = e_0 = 0$ Δ_{sc} определялась как разность составляющих от циклического воздействия нагруженного s_{cn} соседнего s_{co} при F_{\min}

$$\Delta_{sc} = (s_{cn} - s_{co}) / L,$$

где L – расстояние между осями соседних фундаментов. Величина $\Delta_{sc} = f(\rho_c, \rho_s, \bar{F}, n)$, отношение $s_{cn}/s_{co} = f(L^2)$ находились в пределах $(0,002 \dots 0,1)L$.

Влияние ширины кольца при ступенчатом увеличении уровня нагрузки. Опыты проводили при $e = \sigma = 0$ и d_m , равном 4,8 и 12 см. Циклические воздействия выполняли при $\bar{F}_c = 0,25; 0,5; 0,75$ и F_u , т.е. амплитуда сжимающей нагрузки ступенчато возрастала через 2,5 тыс. циклов. Определяли осадки s , скорости осадок $s = \Delta_s / \Delta_n$, величины разрушающих нагрузок при статическом \bar{F}_u и циклическом $F_{ис}$ нагружениях. Циклическое приложение нагрузки приводило к резкому росту осадки. Так, в опыте № 1 увеличение нагрузки от 0 до $0,25F_u$ вызвало осадку штампа, равную 0,28 мм. После 2,5 тыс. циклов при $F_c = 0,25F_u$ осадка возросла на $\Delta_s = 7,39$ мм. Дальнейшее статическое увеличение нагрузки от 0,25 до $0,5F_u$ привело к росту осадки на 0,02 мм. Циклическое нагружение при $F_c = 0,5F_u$ и $n = 2,5 \cdot 10^3$ циклов увеличило осадку на 1,44 мм. Статическое нагружение от $F_s = 0,5F_u$ до $F_s = 0,75F_u$ вызвало приращение осадки на 0,21 мм. При $F_s = 0,5F_u$ за 500 циклов осадка возросла на 1,47 мм. Разрушение произошло при $n = 10^3$ циклов. Величина разрушающей нагрузки составила 75% от полученной ранее статической. Результаты еще четырех опытов аналогичны и приведены в табл. 2.6. Заметного влияния ширины кольца на скорости роста осадок не обнаружено.

В первых трех столбцах даны приращения осадок при увеличении уровня нагрузки $\Delta \bar{F}_c$ на 0,25, в следующих трех – приращения осадок за счет циклического воздействия при $n = 25 \cdot 10^3$ циклов.

Таблица 2.6

№ опыта	Δs_s , мм при \bar{F}_c			Δs_s , мм при $n = 2,5 \cdot 10^3$ циклов и Δs_s , мм при \bar{F}_c		
	0...0,25	0,25...0,5	0,5...0,75	0,25	0,5	0,75
1	0,28	0,02	0,21*	7,39	1,44	2,00*
2	–	0,07	0,26	3,20	7,86	5,94
3	–	0,30	0,35**	4,60	5,46	2,42*
4	–	0,15	0,23	0,76	5,64	4,87
5	–	0,15	–	4,08	4,56	–

* – $n = 500$ циклов; ** – $n = 100$ циклов (разрушение).

2.3. ОПЫТЫ 1991 – 1994 ГОДОВ

Опыты проводили в металлическом лотке размером $1,8 \times 0,8 \times 1$ (h) м на воздушно-сухом песчаном основании, послойно уплотненном ручной трамбовкой до $\rho = 1,58$ г/см³. Нагрузку на штампы диаметром 200 мм и модели фундамента диаметром 16,5 см ($\lambda = 2$) передавали рычагом с 10-кратным увеличением. Использовали различные схемы циклического нагружения (рис. 2.26).

Опыты со штампами. Применяли штампы сплошные и кольцевые. На рисунках 2.28, 2.29 приведены результаты экспериментов со штампами сплошного сечения на действие вертикальной внецентренной силы при разных уровнях нагрузки \bar{F}_c : 0,32; 0,64; 0,96. С увеличением уровня нагрузки от 0,32 до 0,64 скорости осадки, крена и горизонтального перемещения возросли более чем в 2 раза. Горизонтальные перемещения направлены в сторону эксцентриситета. В опыте с $\bar{F}_c = 0,32$ отрыва штампа от основания практически не происходило ($\bar{d}' = d' / d \approx 1,27$) (рис. 2.27). При малом угле поворота штампа и малом горизонтальном перемещении по сравнению с диаметром штампа $AB \approx AB$. Увеличение уровня нагрузки с $\bar{F}_c = 0,32$ до $\bar{F}_c = 0,64$ привело к смещению т. А к штампу $\bar{d}_m = 1,125$.

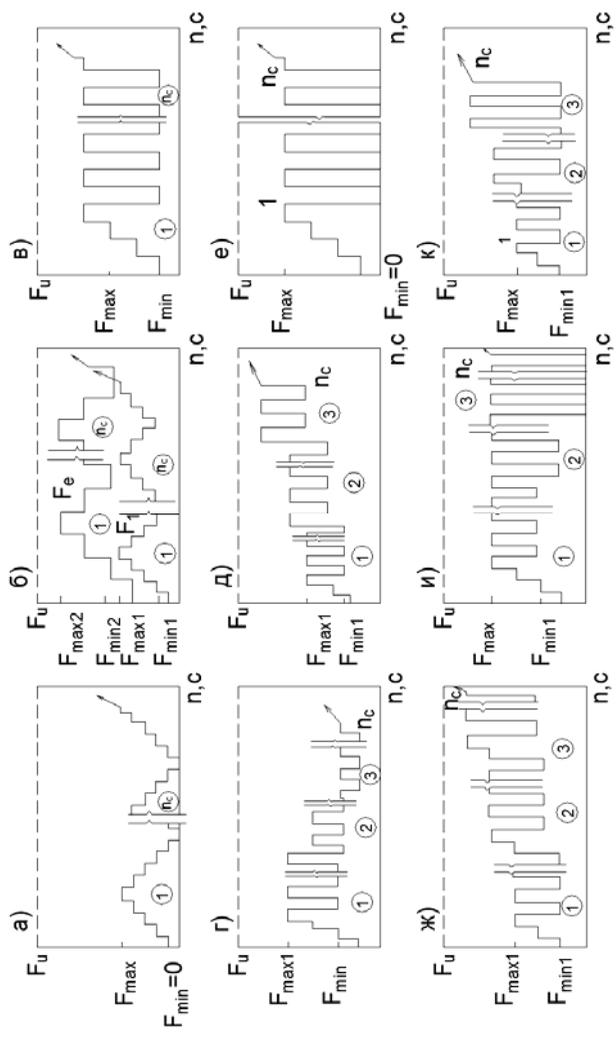


Рис. 2.26. Схема циклических нагружений:

$a - \bar{F} = \text{const}, \rho_c = \text{const} = 0$, ступенчатое изменение нагрузки; $b - F_i = \text{const} = 0, \rho_c = \text{const}$, ступенчатое изменение нагрузки;
 $в - \bar{F} = \text{const}, \rho_c = \text{const} = 0$, нагрузку изменяли скачкообразно; $г - \rho_c = \text{const} = 0, \bar{F} \text{ снижался}; \delta - \rho_c = \text{const} = 0, \bar{F} \text{ возрастал};$
 $e - \rho_c = \text{const} = 0, \Delta \bar{F}_{\text{min}} = \text{const}, \Delta \bar{F}_{\text{max}} = \text{const}; ж - \rho_c = \text{const}, \rho_c \text{ и } \bar{F}_{\text{min}} - \text{возрастали};$
 $з - \rho_c = \text{const} = 0, \rho_c \text{ и } F_{\text{max}} \text{ возрастали}$

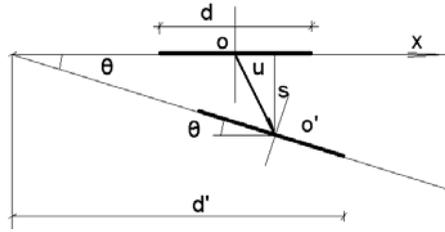


Рис. 2.27. К определению положения точки пересечения проекции штампа после действия нагрузки на ось Ox

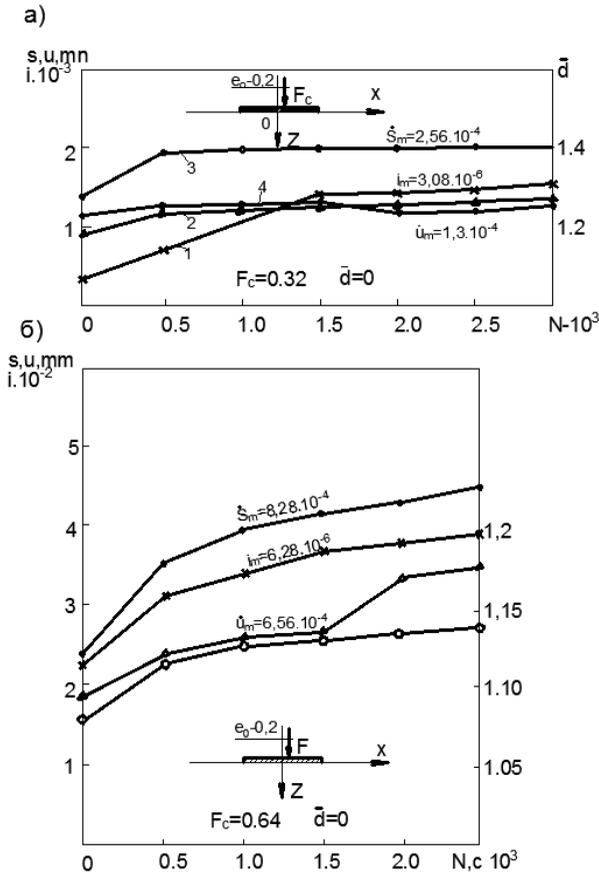


Рис. 2.28. Зависимость крена 1, горизонтального перемещения 2, осадки 3, относительной длины зоны контакта 4 штампа $d = 200$ мм, $\delta = 0$ от числа циклов нагружения при \bar{F}_c : 0,32 (а) и 0,64 (б)

С ростом нагрузки величина \bar{d} изменялась (рис. 2.29 и 2.30). Циклическое воздействие при $\bar{F} = 0,95$ привело к разрушению основания (рис. 2.29). При меньших значениях многократно повторные нагружения вызывали интенсивный рост перемещений (рис. 2.30). Последующее статическое повышение нагрузки до определенного уровня приводило к незначительному росту перемещений (рис. 2.30, б). При превышении этого уровня скорости перемещений резко увеличились.

Графики зависимости перемещений штампа от числа циклов нагружения имели криволинейное очертание (см., например, рис. 2.29). Наибольшие скорости перемещений были при N от 0 до 1000 циклов. Относительная длина зоны контакта штампа с основанием весьма чувствительна к условиям проведения эксперимента и при увеличении числа циклов нагружения в большинстве опытов несколько возрастала.

Рассмотрим результаты опытов с кольцевыми штампами (рис. 2.30, 2.31). Как видно, циклическое нагружение при $\bar{F} = \text{const}$ вызывало многократное увеличение осадки, крена и горизонтального перемещения. В опыте с $\bar{F} = 0,5$ после 7,5 тыс. циклов произвели длительное статическое нагружение до разрушения (рис. 2.31). При $\bar{F} = 0,82$ достаточно 1000 циклов до опрокидывания штампа (рис. 2.32), а при $\bar{F} = 0,89$ – 600 циклов (рис. 2.35). Многочисленными опытами подтверждено значительное влияние отдельных, казалось бы, малозначительных факторов, на устойчивость основания и скорость перемещений.

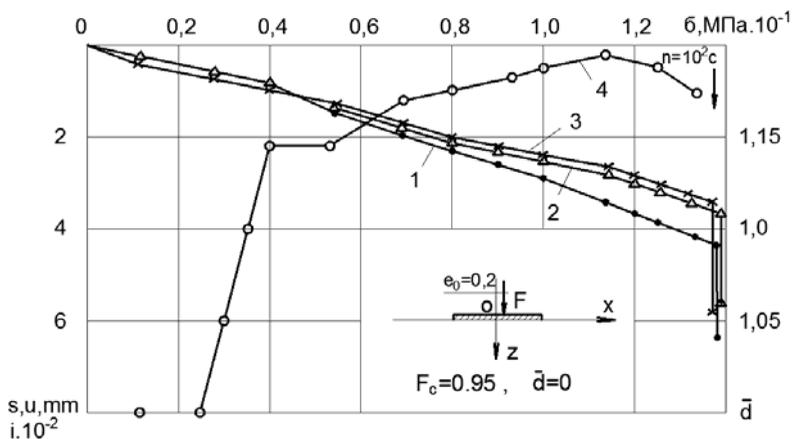


Рис. 2.29. Зависимость осадки 1, горизонтального перемещения 2, крена 3, условной относительной проекции контакта 4, штампа $d = 200$ мм, $\bar{\delta} = 0$ от нагрузки

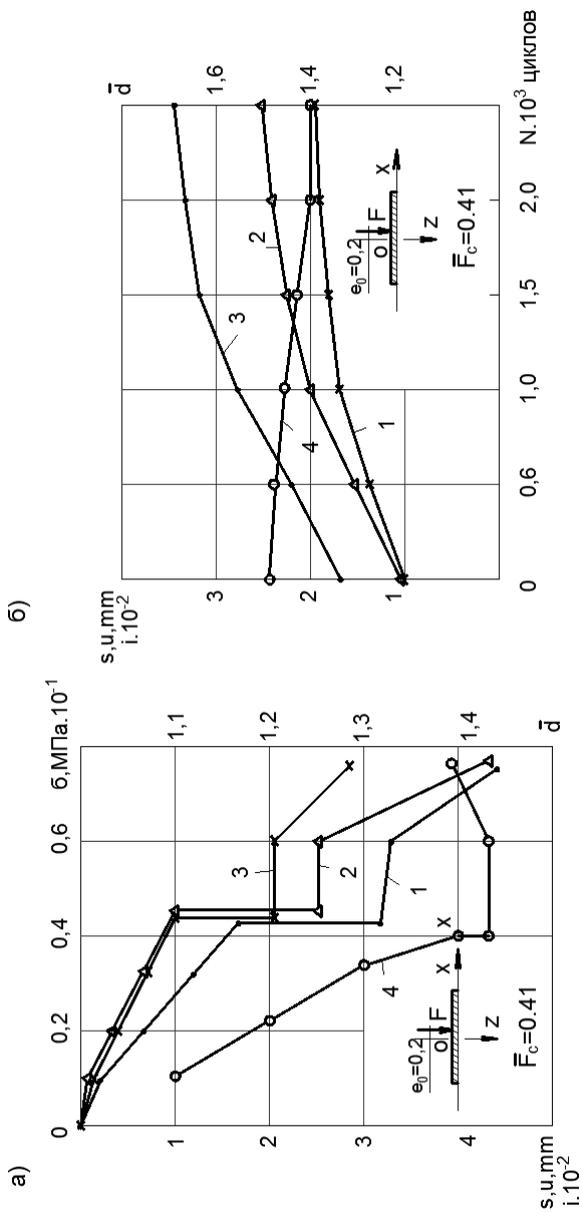


Рис. 2.30. Зависимость осадки L , горизонтального перемещения 2, крена 3, относительной длины проекции 4 от нагрузки (а) и числа циклов нагружения (б) на штамп $d = 20$ см, $\bar{d} = 0,4$

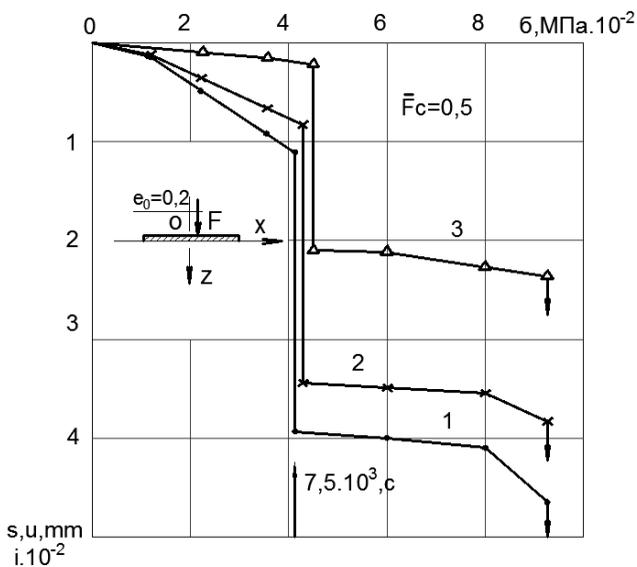


Рис. 2.31. Зависимость осадки I , крена 2 , горизонтального перемещения 3 от нагрузки на штамп $d = 20$ см, $\bar{d} = 0,4$ при $\delta = 0$ и $e_0 = 0,2$

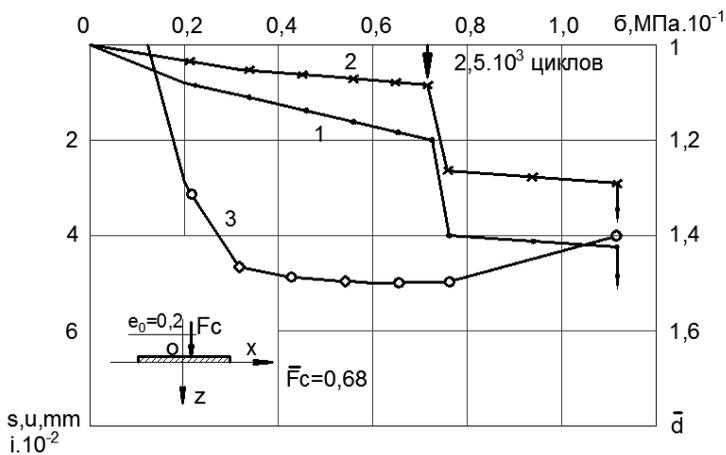


Рис. 2.32. Зависимость осадки I , крена 2 , относительной длины проекции \bar{d} от нагрузки 3 при $\bar{d} = 0,4$

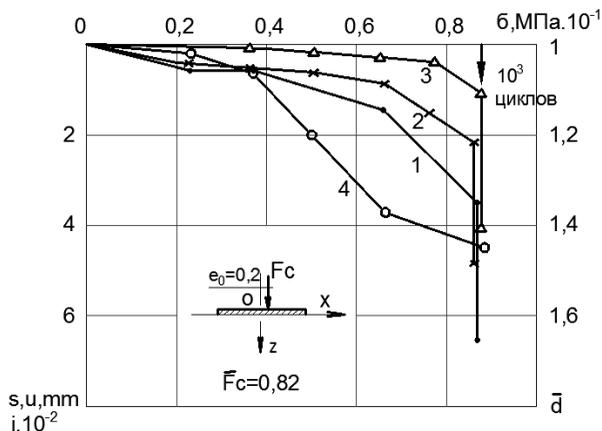


Рис. 2.33. Зависимость осадки 1, крена 2, горизонтального перемещения 3, относительной длины проекции \bar{d} от нагрузки 4 при $\bar{d} = 0,4$

Рассмотрим результаты эксперимента со ступенчатым увеличением коэффициента асимметрии цикла (рис. 2.39). Скорость осадки, крена и горизонтального перемещения резко возрастали с уменьшением ρ_c . В опыте с $\bar{d} = 0,4$ и $\bar{F}_c = 0,32$ скорости осадки и горизонтального перемещения были несколько выше при $\rho_c = 0,75$ по сравнению со скоростями при $\rho_c = 0,5$ (рис. 2.32). После перехода от $\rho_c = 0,5$ к $\rho_c = 0,25$ скорости перемещений возросли до двух и более раз.

В опытах с кольцевыми штампами при $\bar{d} = 0,6$ (рис. 2.36 – 2.38) получены результаты, подобные при меньших \bar{d} . После проведения $7,5 \cdot 10^3$ циклов нагружения при $\bar{F}_c = 0,3$ на следующей ступени статического действия нагрузки перемещений практически не было (рис. 2.36). Дальнейшее статическое нагружение приводило к росту скоростей перемещений. С увеличением уровня нагрузки от 0,33 (рис. 2.38) до 0,6 (рис. 2.37) средние скорости осадки, крена и горизонтального перемещения возросли до двух раз (см. также табл. 2.7, 2.8). Отметим, что в этой серии опытов значительно возросла длина проекции штампа на ось x по сравнению с опытами при $\bar{d} = 0$ и 0,4.

В таблицах 2.9 и 2.10 приведены результаты опытов с шероховатым штампом диаметром 20 см на воздушно-сухом песчаном основании, послойно уплотненном до $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$.

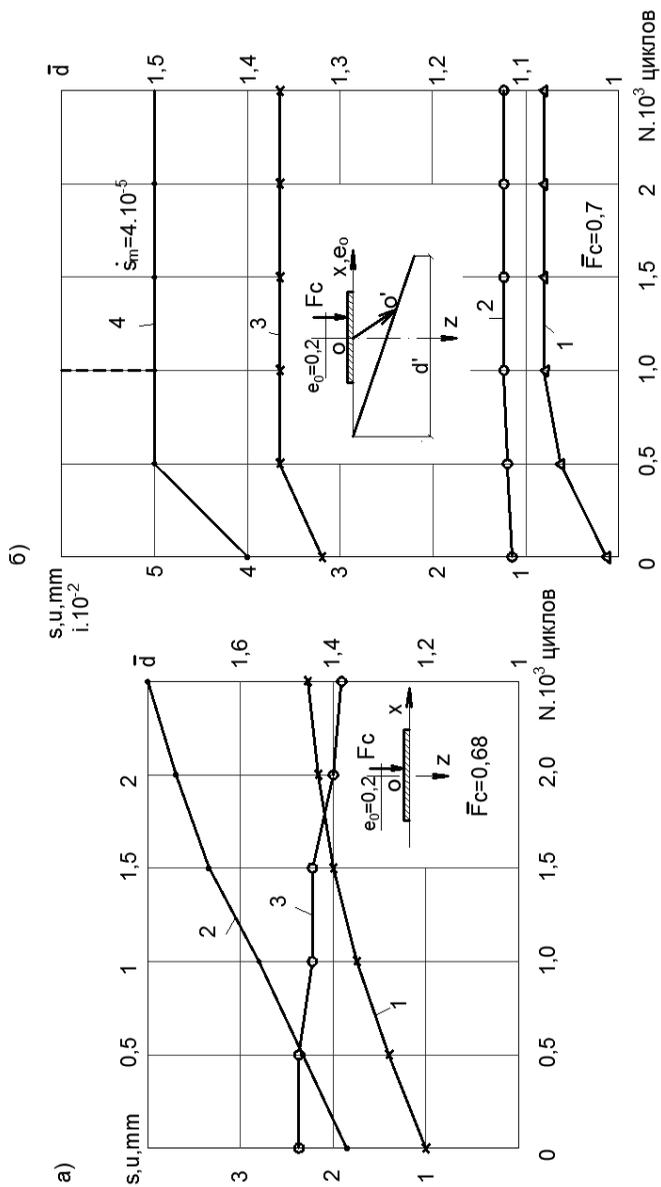


Рис. 2.34. Зависимость крена 1, осадки 2, относительной предельной проекции 3, горизонтального перемещения 4, от числа циклов нагружения штампа $d = 20$ см, $\bar{d} = 0,4$ при $\bar{F} = 0,68$ (а) и $0,7$ (б)

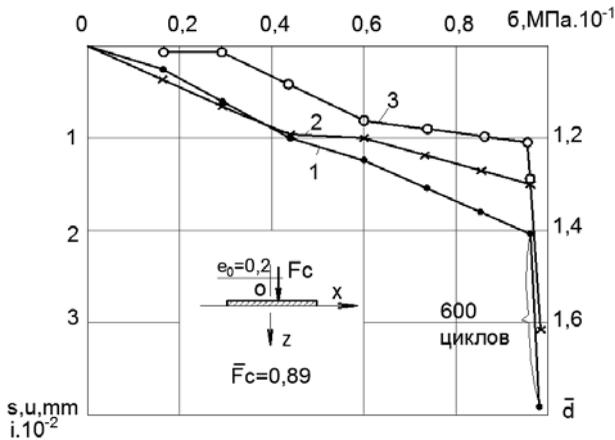


Рис. 2.35. Зависимость осадки I , крена 2 и относительной длины площадки контакта $\bar{d}' = 3$ от нагрузки на штамп $d = 20$ см, $\bar{d} = 0,4$

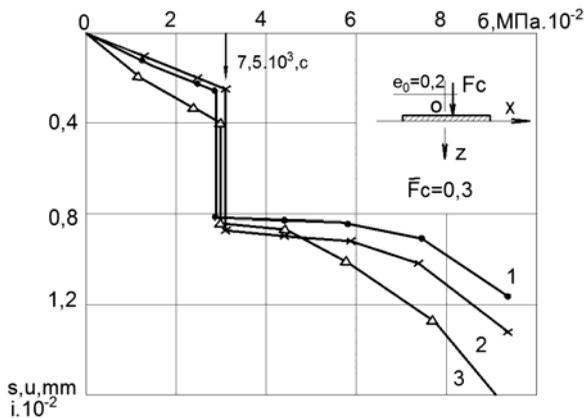


Рис. 2.36. Зависимость осадки I , горизонтального перемещения 2 и крена 3 от нагрузки на штамп $d = 20$ см; $\bar{d} = 0,6$; $\delta = 0$; $e_0 = 0,2$

Нагрузку на штамп передавали с помощью машины МР2167-50. Представленная серия экспериментов является началом большой работы по изучению влияния режима нагружения при диапазоне изменения \bar{F} , ρ_c , n и f на несущую способность основания и перемещения моделей. Все опыты проводили с доведением нагрузки до разрушающей. В экспериментах с циклическим воздействием нагрузку ступенями

повышали до определенного уровня, выполняли заданное число циклов нагружения, а затем ступенями нагрузку увеличивали до разрушения основания.

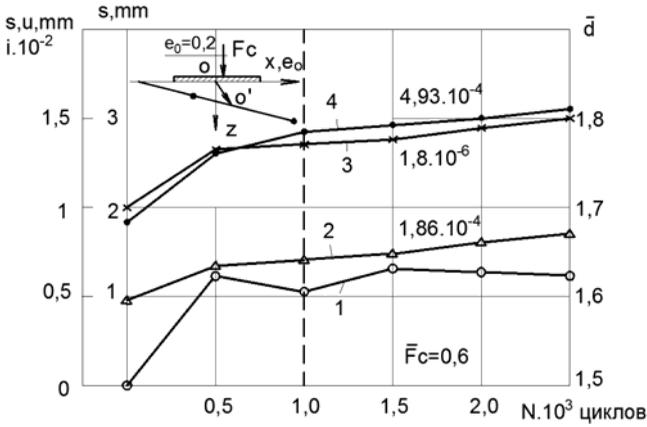


Рис. 2.37. Зависимость относительной длины проекции 1, горизонтального перемещения 2, крена 3 и осадки 4 штампа $d = 20$ см, $\bar{d} = 0,6$ от числа циклов нагружения

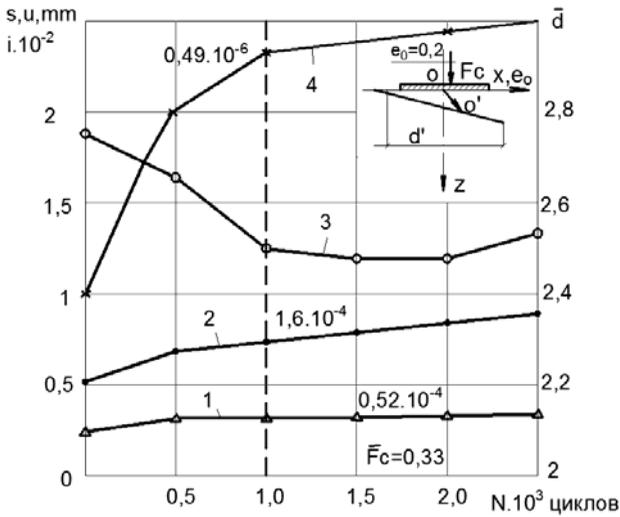


Рис. 2.38. Зависимость горизонтального перемещения 1, осадки 2, крена 4 и величины d' , равной 3 штампа $d = 20$ см, $\bar{d} = 0,6$ от числа циклов нагружения

Таблица 2.7

№ опыта	\bar{d}	\bar{F}	$s, \mu \text{ мм} \times 10^{-4}; i \cdot \text{рад} \times 10^{-2}$ после проведения N циклов						
			1	10	100	500	1000	1500	2000
1	0	0,27	1,39 (1)	1,49 (1,07)	1,60 (1,15)	1,84 (1,32)	1,91 (1,37)	1,95 (1,40)	2,00 (1,44)
			1,00 (1)	1,19 (1,19)	1,28 (1,28)	1,43 (1,43)	1,45 (1,45)	1,48 (1,48)	1,51 (1,51)
			0,97 (1)	1,00 (1,03)	1,09 (1,12)	1,20 (1,23)	1,22 (1,26)	1,25 (1,29)	1,26 (1,31)
2	0	0,32	2,43	2,75	3,15	3,52	3,94	4,16	4,31
			–	–	–	–	–	–	–
			–	–	–	–	–	–	–
3	0	0,64	2,43 (1)	2,70 (1,11)	3,15 (1,30)	3,52 (1,45)	3,94 (1,62)	4,16 (1,71)	4,33 (1,78)
			1,91 (1)	2,04 (1,07)	2,21 (1,16)	2,30 (1,20)	2,62 (1,37)	2,65 (1,39)	3,46 (1,81)
			2,33 (1)	2,57 (1,10)	3 (1,29)	3,12 (1,34)	3,43 (1,47)		
4	0,4	0,41	1,61 (1)	–	–	2,25 (1,40)	2,94 (1,83)	3,32 (2)	3,33 (2,07)
			1,02 (1)	–	–	1,60 (1,6)	1,68 (1,67)	2,43 (2,42)	2,52 (2,52)
			1,00 (1)	–	–	1,46 (1,46)	1,90 (1,90)	2,00 (2,00)	2,10 (2,10)
5	0,4	0,68	1,77 (1)	1,96 (1,11)	2,17 (1,22)	2,54 (1,43)	2,93 (1,65)	3,45 (1,95)	3,77 (2,13)
			–	–	–	–	–	–	–
			1,01 (1)	1,12 (1,12)	1,21 (1,20)	1,47 (1,47)	1,70 (1,70)	2,00 (2,00)	2,27 (2,27)
6	0,6	0,33	0,52 (1)	–	–	0,78 (1,50)	0,83 (1,60)	0,87 (1,67)	0,89 (1,71)
			0,22 (14)	–	–	0,22 (1)	0,31 (1,41)	0,31 (1,41)	0,33 (1,5)
			0,13 (1)	–	–	0,2 (1,54)	0,23 (1,77)	0,24 (1,85)	0,24 (1,85)

Продолжение табл. 2.7

№ опыта	\bar{d}	\bar{F}	$s, u \text{ мм} \times 10^{-4}; i \cdot \text{рад} \times 10^{-2}$ после проведения N циклов						
			1	10	100	500	1000	1500	2000
7	0,6	0,60	2,00 (1)	–	–	2,69 (1,34)	2,91 (1,45)	3,02 (1,51)	3,13 (1,56)
			0,51 (1)	–	–	0,72 (1,41)	0,82 (1,61)	0,87 (1,70)	0,95 (1,86)
			1,1 (1)	–	–	1,33 (1,21)	1,43 (1,3)	1,47 (1,34)	1,53 (1,39)
8	0,6	0,7	4,08 (1)	–	–	5,02 (1,23)	5,07 (1,24)	5,09 (1,24)	5,10 (1,25)
			–	–	–	–	–	–	–
			–	–	–	–	–	–	–
9	0,4	0,5	1,95 (1)	1,98 (1,01)	2,10 (1,076)	2,20 (1,13)	2,22 (1,14)	2,25 (1,15)	2,40 (1,23)
			0,29 (1)	0,30 (1,03)	0,33 (1,14)	0,35 (1,20)	0,36 (1,24)	0,37 (1,27)	0,40 (1,38)
			0,87 (1)	0,89 (1,02)	0,94 (1,08)	0,99 (1,14)	1,01 (1,16)	1,03 (1,18)	1,067 (1,231)
10	0,6	0,3	0,25 (1)	0,25 (1)	0,28 (1,12)	0,30 (1,2)	0,33 (1,32)	0,34 (1,36)	0,35 (1,4)
			0,36 (1)	0,37 (1,03)	0,39 (1,08)	0,40 (1,11)	0,42 (1,17)	0,42 (1,17)	0,43 (1,19)
			0,24 (1)	0,240 (1)	0,272 (1,12)	0,284 (1,18)	0,327 (1,33)	0,330 (1,37)	0,339 (1,41)
11	0,6	0,32	0,21 (1)	0,35 (1,67)	0,39 (1,86)	0,46 (2,19)	0,59 (2,81)	0,60 (2,85)	0,68 (3,24)
			–	–	–	–	–	–	–
			–	–	–	–	–	–	–
12		0,33	0,07 (1)	0,15 (2,14)	0,16 (2,28)	0,17 (2,43)	0,23 (3,28)	0,25 (3,57)	0,28 (4,0)
			1,01 (1)	1,19 (1,08)	1,38 (1,25)	1,65 (1,5)	1,66 (1,51)	1,69 (1,53)	1,70 (1,54)
			0,83 (1)	0,92 (1,11)	1,11 (1,34)	1,50 (1,81)	1,55 (1,87)	1,66 (2)	1,73 (2,08)

Таблица 2.8

s мм/цикл × 10 ³ при \bar{F}													
0,25			0,5			0,75							
$n \cdot 10^3$													
0...0,05	0,5...1	1...1,5	1,5...2	2...2,5	0...0,5	0,5...1	1...1,5	1,5...2	2...2,5	0...0,5	0,5...1	1...1,5	1,5...2
$d_{in} = 4 \text{ см}, \rho = 0, F_u = 0,72 \text{ кН}, F_{uc} = 0,75F_u$													
8,60	2,26	2,16	1,42	0,30	0,96	0,08	0,12	0,72	1,24	2,94	2,40	–	–
$d_{in} = 8 \text{ см}, \rho = 0, F_u = 0,54 \text{ кН}, F_{uc} = F_u$													
4,74	0,34	0,34	0,74	0,30	5,10	2,10	2,14	3,30	2,20	2,68	2,34	0,88	4,92
$d_{in} = 8 \text{ см}, \rho = 0, F_u = 0,54 \text{ кН}, F_{uc} = 0,75F_u$													
6,36	1,44	0,72	0,32	0,56	4,20	3,34	2,03	0,56	0,37	–	–	–	–
$d_{in} = 12 \text{ см}, \rho = 0,25, F_u = 0,28 \text{ кН}, F_{uc} = 0,75F_u$													
0,36	0,25	0,16	0,64	0,14	4,30	2,58	1,55	1,08	1,52	3,24	1,88	1,12	1,26
$d_{in} = 12 \text{ см}, \rho = 0, F_u = 0,28 \text{ кН}, F_{uc} = 0,75F_u$													
1,38	2,24	1,78	1,16	1,60	2,72	7,20	2,50	2,82	2,62	–	–	–	–

Таблица 2.9

№ опыта	e_0	δ град	\bar{F}	ρ	n	F_{br} Н	$F_{амс}$ Н	F_a	$F_{ам}$	s_{br} мм	u_{br} мм	$t_u \times 10^{-2}$	L/d	\bar{x}_c	\bar{z}_c мм
1	0	-	-	-	-	2761		1,081		8,20	-	-	-	-	-
2	0	0	-	-	-	2653	2555	1,038	1,000	7,24	-	-	-	-	-
3	0	0	-	-	-	2042		0,799			10,80	-	-	-	-
4	0	0	-	-	-	2766		1,082		12,52	-	-	1,00	-	-
5	0	0	0,5	0	100	3078		1,201		12,46	-	-	0,95	-	-
6	0	0	0,5	0	100	2547	2901	0,997	1,135	9,86	-	-	1,00	-	-
7	0	0	0,6	0	100	3080		1,205			10,17	-	-	-	1,15
8	0	0	0,5	8,8	100	2471		0,967		10,71	-	-	1,00	-	-
9	0	0	0,7	0	100	3108		1,184		17,80	-	-	-	-	-
10	0	0	0,7	0	100	3471	3189	1,358	1,248	9,32	-	-	-	-	-
11	0	0	0,7	0	100	3080		1,205			11,50	-	-	-	1,20
12	0	0	0,7	0	300	2336		0,919		13,87	-	-	-	-	-
13	0	5	-	-	-	1790		0,681		5,00	4,46	1,14	-	4,38	331
14	0	5	-	-	-	1614	1713	0,632	0,671	6,61	6,15	3,46	0,75	1,90	178
15	0	5	-	-	-	1636		0,640			5,40	6,07	0,863	-	-
16	0	5	-	-	-	1866		0,730		5,29	3,00	1,2	-	4,40	250

Продолжение табл. 2.9

№ опыта	ϵ_0	δ , град	\bar{F}	ρ	n	F_{br} , Н	$F_{амс}$, Н	F_a	$F_{ам}$	s_{br} , мм	u_{br} , мм	$t_u \times 10^{-2}$	L/d	\bar{x}_c	\bar{z}_c , мм
17	0	10	-	-	-	972		0,380		4,33	5,62	1,36	0,8	3,18	413
18	0	10	-	-	-	736		0,288		3,46	5,71	0,74	0,8	4,69	774
19	0,1	0	-	-	-	2273		0,887		5,89	4,24	2,51	-	2,33	169
20	0,1	0	-	-	-	2265	2320	0,887	0,908	5,77	3,92	3,34	-	1,73	117
21	0,1	0	-	-	-	2423		0,948		6,98	6,31	5,98	-	1,57	110
22	0,1	0	0,7	0	100	2642		1,034		9,36	4,02	4,94	-	1,89	82
23	0,1	0	0,9	0	100	2258		0,884		9,30	6,22	3,51	-	2,65	177
24	0,1	5	-	-	-	2149		0,841		5,36	8,85	3,06	-	1,75	93
25	0,1	5	-	-	-	2176		0,852		5,07	5,34	2,66	-	1,90	201
26	0,1	5	-	-	-	2124		0,831		5,81	4,28	3,00	-	1,93	142
27	0,1	10	-	-	-	1134		0,443		4,84	7,31	3,06	0,75	1,58	239
28	0,1	15	-	-	-	684	2150	0,267	0,841	3,21	9,69	1,33	0,65	2,41	728
29	0,1	15	-	-	-	582		0,228		2,87	7,18	1,81	0,65	1,58	397
30	0,2	0	-	-	-	1328		0,520		6,72	8,00	6,48	0,50	0,96	114
31	0,2	5	-	-	-	1243		0,486		5,45	6,91	4,14	0,60	1,31	143
32	0,2	10	-	-	-	542		0,222		3,89	7,81	3,26	0,75	1,19	239
33	0,2	15	-	-	-	491		0,192		2,06	8,11	2,36	0,50	0,57	343

Таблица 2.10

№ опыта	Перемещения								
	до циклического нагружения			при циклическом воздействии			после циклического воздействия при статическом нагружении		
	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-2}$	s_c , мм	u_c , мм	$i \times 10^{-2}$	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-2}$
5	3,59	–	–	3,44	–	–	6,44	–	–
6	3,89	–	–	2,47	–	–	3,50	–	–
7	5,43	–	–	1,80	–	–	2,94	–	–
а	5,36	–	–	0,76	–	–	4,59	–	–
9	6,71	–	–	7,20	–	–	3,89	–	–
10	4,45	–	–	3,35	–	–	1,52	–	–
11	5,80	–	–	3,84	–	–	1,86	–	–
12	5,35	–	–	8,02	–	–	0,50	–	–
22	3,19	0,10	1,58	1,78	0,54	1,12	4,39	3,38	2,24
23	3,82	1,42	1,06	2,98	3,96	1,75	2,50	0,84	0,70

В большинстве случаев результаты подтвердили ранее полученные [13]. Это, в первую очередь, касается влияния e и σ . При небольшом числе циклов многократно повторного нагружения происходило повышение несущей способности основания (опыты 5 – 12, табл. 2.9). С увеличением числа циклов (опыт 12) заметно снизилась величина разрушающей нагрузки. Отдельные опыты (1 – 4, 5 – 7, 9 – 11, 13 – 16, 19 – 21, 24 – 26) повторяли 3–4 раза. Результаты оказались близкими. В таблице 2.9 приведены замеренные величины осадки, горизонтального перемещения и крена, полученные перед потерей устойчивости основания. Существенный вклад в общие величины перемещений вносили деформации при циклическом нагружении (табл. 2.10).

С увеличением эксцентриситета и угла наклона силы уменьшались предельные осадки, но возрастали горизонтальные перемещения. Почти во всех опытах происходил односторонний выпор грунта. Относительная длина зоны выпора грунта $\bar{L} = L/d$ (L – расстояние от края штампа по оси z до границы зоны выпора). Как видно, с увеличением эксцентриситета и угла наклона силы величина \bar{L} уменьшалась. Такая же тенденция имела и для относительной координаты абсциссы мгновенного числа вращения \bar{x}_c . Глубина оси МЦВ в большинстве случаев увеличивалась с ростом δ . В то же время отмечался существенный разброс величин \bar{x}_c и \bar{z}_c .

Опыты с заглубленными моделями фундаментов. Типичные графики перемещений модели при действии ступенчато возрастающей статической нагрузки показаны на рис. 2.40. Относительная координата мгновенной оси вращения \bar{x}_c с ростом нагрузки из отрицательной области перемещались к модели, \bar{z}_c – практически не изменялась. В последующих опытах (рис. 2.41 – 2.46) постепенно увеличивали уровень нагрузки от 0,2 до 0,75 при $e_0 = \text{const} = 0,2$.

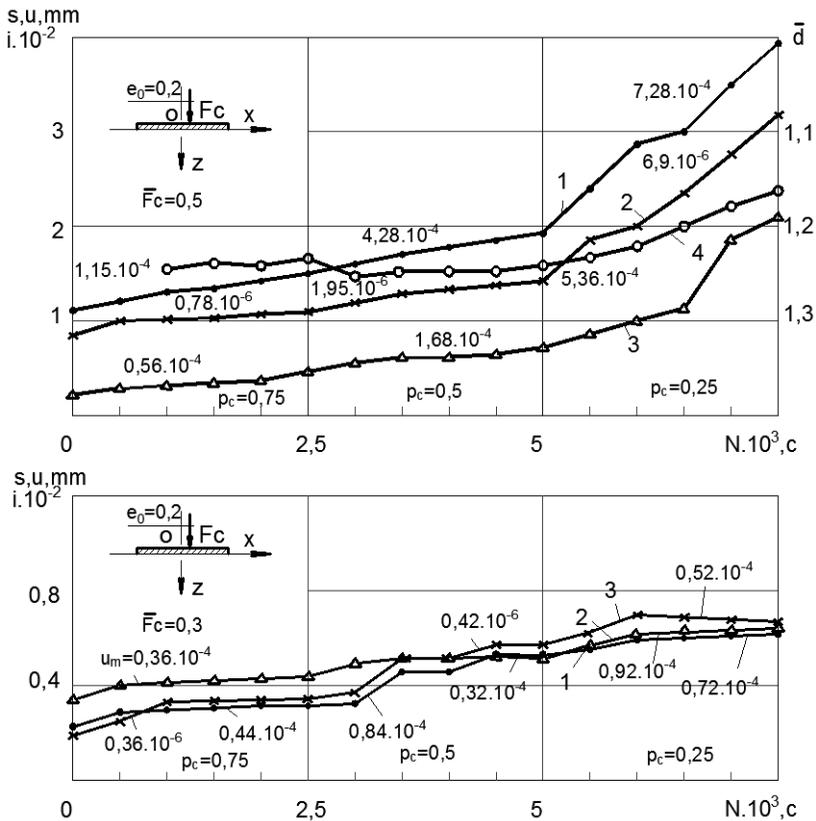


Рис. 2.39. Зависимость осадки 1, горизонтального перемещения 2, крена 3, относительной длины контакта 4 от числа циклов нагружения штампа $d = 20$ см, $\bar{d} = 0,4$ (а) и $0,6$ (б) при $\delta = 0$, $e_0 = 0,2$ и $\bar{F} = 0,32$. Над графиками приведены средние скорости осадки, горизонтального перемещения (мм/цикл) и крена (рад)

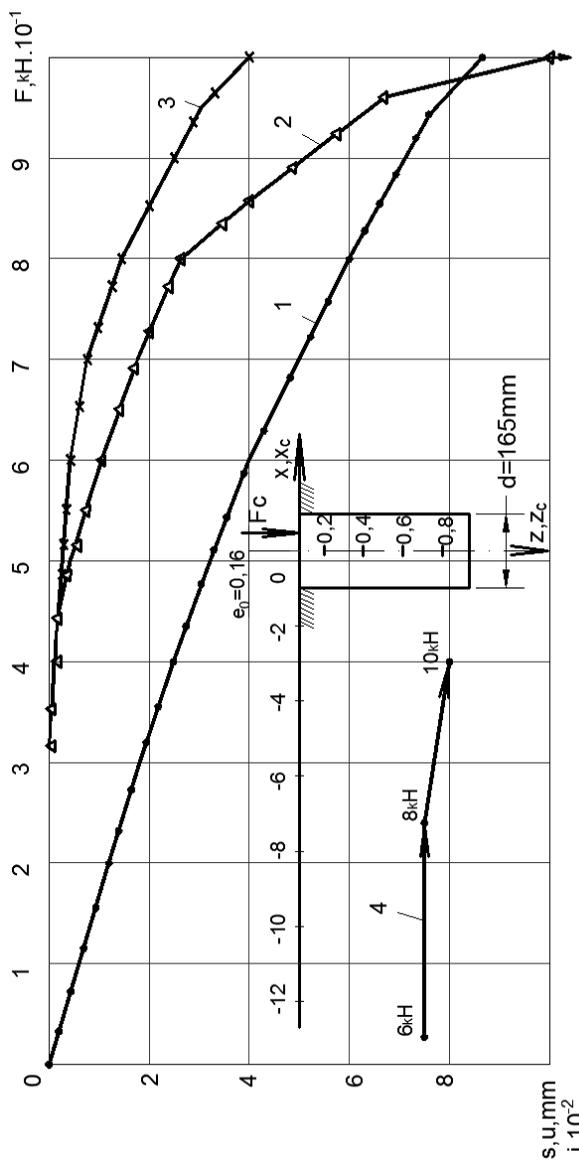


Рис. 2.40. Зависимость осадки 1, горизонтального перемещения 2, крена 3 и относительных координат мгновенных осей вращения 4 от нагрузки на модель $d = 16,5 \text{ см}$; $\lambda = 2$

Приращение перемещений при $\bar{F}_c = 0,2$ и $N = 2,5 \cdot 10^3$ с было незначительным (рис. 2.41). В опыте с $\bar{F}_c = 0,33$ (рис. 2.42) при циклическом воздействии осадка и горизонтальное перемещение возросли более чем в 3 раза по сравнению с опытом при $\bar{F}_c = 0,2$ (рис. 2.41). Координата x_c с ростом нагрузки перемещалась к оси модели, но в значительно меньшей степени, чем показано на рис. 2.24.

После проведения 50 циклов нагружения скорости перемещений значительно снизились. При уровне нагрузки $\bar{F}_c = 0,41$ было проведено два эксперимента (рис. 2.44). В первом (рис. 2.44, а) был принят следующий режим нагружения: статическое ступенчатое до $F = 4,1$ кН, затем циклическое при $F = 4,1$ кН до $N = 7,5 \cdot 10^3$ циклов и далее статическое до разрушения основания, которое произошло при $F_{uc} = 0,95F_u$. Во втором эксперименте производили ступенчатое снижение коэффициента асимметрии цикла, при каждом из которых производили $2,5 \cdot 10^3$ циклов (рис. 2.44, б). Скорости осадки и горизонтального перемещения при $\rho_c = 0,75$ были выше, чем при $\rho_c = 0,5$. Однако циклическое воздействие при $\rho_c = 0,75$ привело к резкому увеличению скоростей перемещений. Сравним результаты двух опытов, поставленных при трехстадийном нагружении (рис. 2.45 и 2.46) при $\bar{F}_c = 0,53$ и $0,75$.

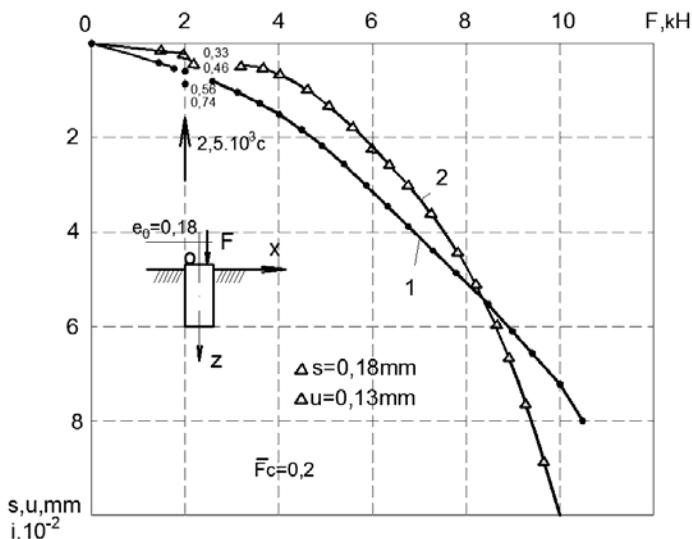


Рис. 2.41. Зависимость осадки 1, и горизонтального перемещения 2 от нагрузки на модель $d = 16,5$ см, $\lambda = 2$

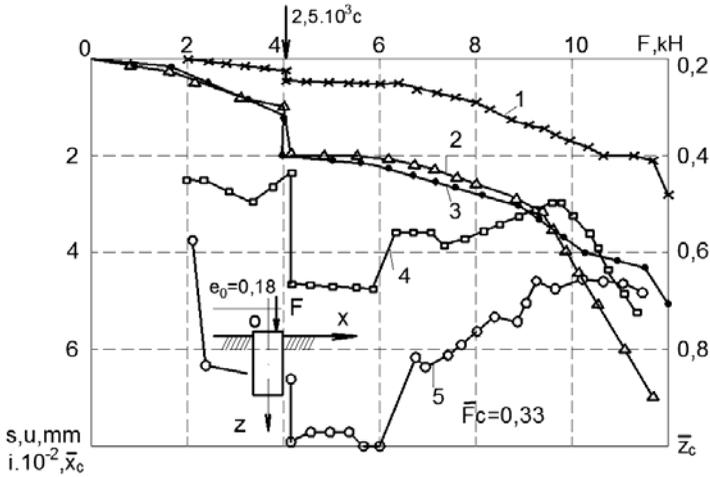


Рис. 2.42. Зависимость крена I , горизонтального перемещения 2, осадки 3, относительных координат \bar{x}_c 4 и \bar{z}_c нагрузки на модель $d = 16,5$ см, $\lambda = 2$

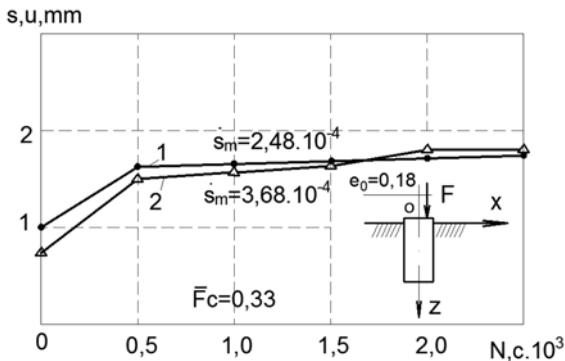


Рис. 2.43. Зависимость осадки I и горизонтального перемещения 2 от числа циклов нагружения модели $d = 16,5$ см, $\lambda = 2$

Начальные участки графиков оказались подобными. Перемещение при циклическом нагружении во втором случае оказалось меньше, а накопленные перемещения больше. Разрушение основания с $\bar{F}_c = 0,75$ произошло при меньших нагрузках, чем при $\rho_c = 0,53$. Последний в этой серии эксперимент был поставлен при $e_0 = 0$ и $\sigma = 15^\circ$ (рис. 2.47). При ступенчатом снижении коэффициента асимметрии цикла были отмечены те же закономерности, что в опытах при $\sigma = 0$ и $e_0 = 0,15$.

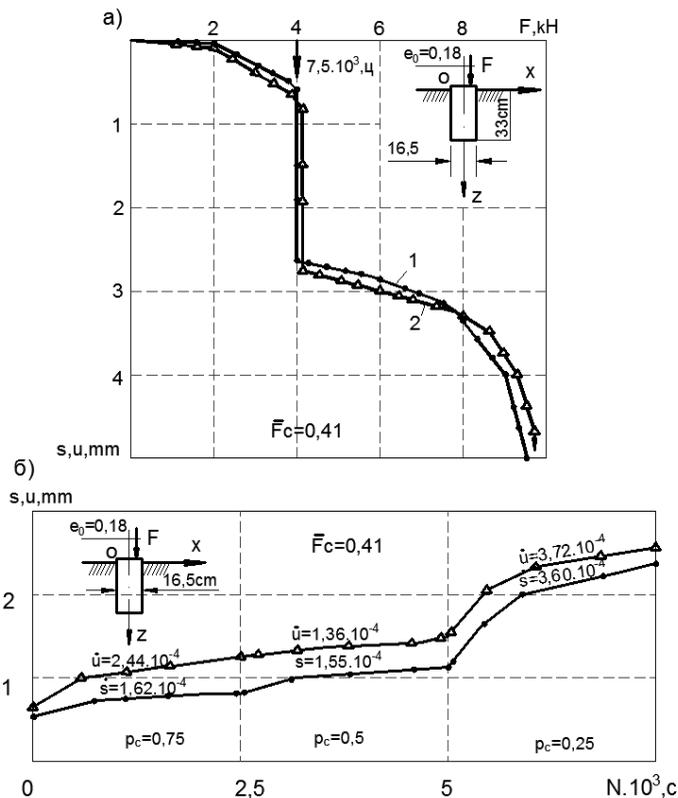


Рис. 2.44. Зависимость осадки l горизонтального перемещения 2 от нагрузки (а) и числа циклов нагружения (б); цифры над кривыми – скорости перемещений в мм/цикл

Обобщение результатов экспериментов. В таблицах 2.11 и 2.12 приведены результаты исследования влияния повторности нагружения, равные отношению величин до и после циклического воздействия. Средняя скорость осадки, горизонтального перемещения и крена дана в табл. 2.11. Скорости осадок кольцевых штампов для отдельных уровней нагружения и интервалов циклического нагружения сведены в табл. 2.12. Здесь же указаны величины разрушающих нагрузок в долях от полученных при ступенчатых циклических нагрузках.

Степень снижения несущей способности основания. Эту величину оценивали коэффициентом, равным отношению пиковых усилий на

модель при циклическом воздействии на определенном уровне нагружения F_{fc} и статическом F_{fs}

$$k_c = F_{fc} / F_{fs}.$$

Результаты опытов при последующем за циклическим статическом нагружении приведены на рис. 2.48.

В опытах с незаглубленным штампом нагрузку в первом опыте увеличивали до разрушения основания без циклического воздействия (кривая 1 на рис. 2.49). Пиковая нагрузка составила $F_{f1} = 544$ Н. Во втором опыте при $\bar{F} = 0,6$, $F_{s1} = 326$ Н проведено 200 циклов при $\rho_c = 0,5$ и далее нагрузка была доведена до разрушения. Пиковые значения нагрузки равнялись $F_{f2} = 507$ Н, что составило $0,93F_{f1}$. В третьем опыте циклическое нагружение проводили при $F = 0,7F_{f1} = 381$ Н. Максимально достигнутая нагрузка составила $F_{f3} = 494$ Н $= 0,91F_{f1}$. В четвертом опыте циклическое воздействие осуществляли при $F_c = 0,8F_{f1} = 435$ Н.

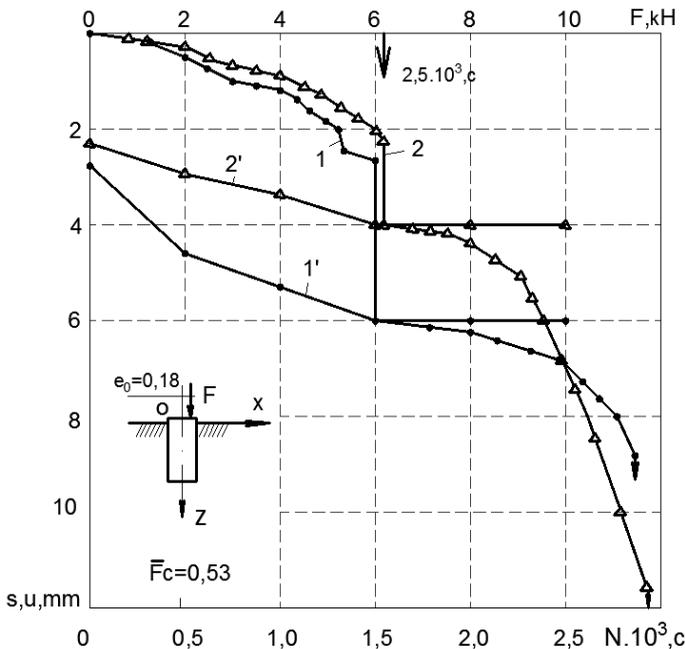


Рис. 2.45. Зависимость осадки 1, 1' и горизонтального перемещения 2, 2' модели $d = 16,5$ см, $\lambda = 2$ от нагрузки 1, 2 и числа циклов нагружения 1', 2'

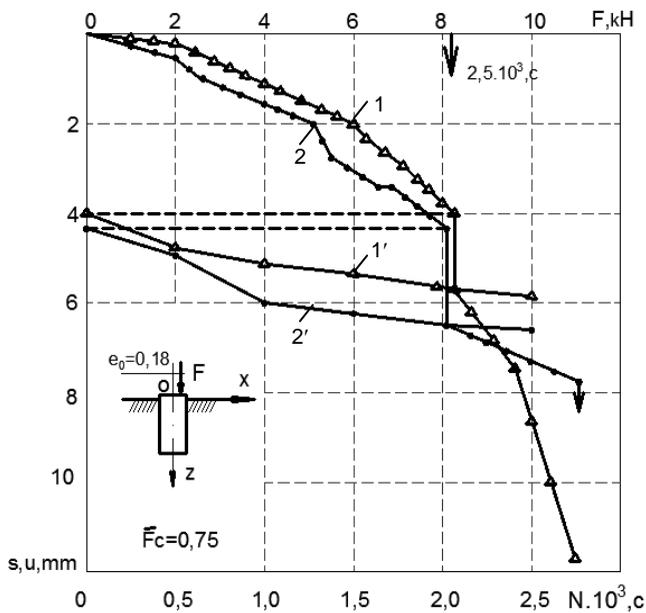


Рис. 2.46. Зависимость осадки $1, 1'$, горизонтального перемещения $2, 2'$ от нагрузки $1, 2$ и числа циклов нагружения $1', 2'$ модели $d = 16,5$ см, $\lambda = 2$ при $\delta = 0^\circ$ и $e_0 = 0,18$

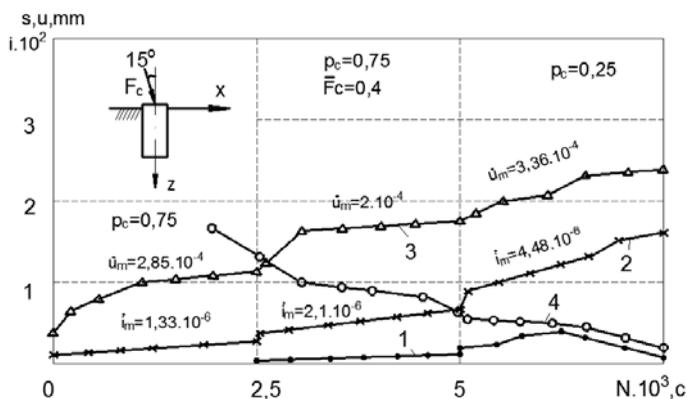


Рис. 2.47. Зависимость осадки 1 , крена 2 , горизонтального перемещения 3 , координаты 4 от числа циклов нагружения модели $d = 16,5$ см, $\lambda = 2$ при $\bar{d} = 0,4$; $\delta = 15^\circ$ $e_0 = 0$; цифры над кривыми – скорости осадки, горизонтального перемещения (мм/цикл) и крена (рад)

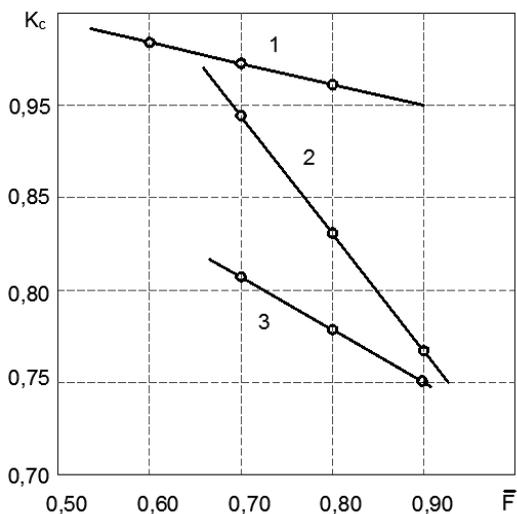


Рис. 2.48. Зависимость между коэффициентом снижения пикового усилия при воздействии 200 циклов и уровнем нагрузки \bar{F} :

1 – вдавливание штампа при $\lambda = 0$;

2; 3 – выдергивание модели с $\lambda = 4$ и 3 соответственно

Пиковая нагрузка равнялась $F_{fu} = 485 \text{ Н} = 0,89F_{fl}$. С увеличением уровня нагрузки возрастала скорость осадки при проведении 200 циклов. После снятия нагрузки под подошвой сохранилось уплотненное ядро. Размеры его показаны на рис. 2.49.

Влияние уровня нагрузки на степень снижения несущей способности и увеличение циклической составляющей перемещений видно из результатов опытов с незаглубленным штампом диаметром 200 мм при $\delta = 0$ и $e_0 = 0,1$ (рис. 2.50).

Вдавливание штампа со знакопеременным вращением вокруг вертикальной оси. Опыты проводили на разрывной машине. Воздушно-сухой песок послойно уплотняли до $1,6 \text{ г/см}^3$. В качестве модели фундамента использовали металлический штамп диаметром 150 мм.

В одной серии опытов поверхность была гладкой, в другой – шероховатой из приклеенного песка. Предварительными испытаниями определяли пиковые разрушающие нагрузки при статическом нагружении. Они оказались равными соответственно 5000 и 5500 Н.

Таблица 2.11

№ опыта	\bar{d}	\bar{F}	ρ_c	N , ЦИКЛОВ $\times 10^3$	\dot{s}_m , ММ/Ц $\times 10^{-4}$	\dot{i}_m , ММ/Ц $\times 10^{-4}$	i_m , РАД/Ц $\times 10^{-4}$	Примечание
Штамп $d = 20$ см, $\delta = 0$, $e_0 = 0,2$								
1	0	0,27	0,75	2,5	2,94	1,20	1,24	
2	0	0,32	0,75	3,0	2,56	1,30	3,09	
3	0	0,64	0,75	2,5	8,28	6,28	6,56	
4	0	0,95	0,75	0,01	2,34	—	2,45	
5	0,4	0,41	0,75	2,5	7,32	6,16	4,00	
6	0,4	0,68	0,75	2,5	8,84	—	5,72	
7	0,4	0,82	0,75	1,0	36,0	25,1	25,0	
8	0,4	0,90	0,75	0,6	37,2	—	25,6	
9	0,4	0,5	0,75	2,5	1,16	0,56	0,78	
—	—	—	0,50	2,5	4,28	1,68	1,95	
—	—	—	0,25	2,5	7,28	5,35	6,90	
10	0,6	0,33	0,75	2,6	1,60	0,45	0,52	
11	0,6	0,60	0,75	2,5	4,80	1,88	1,80	
12	0,6	0,70	0,75	2,5	11,0	4,00	7,00	Разруш.
13	0,6	0,3	0,75	2,5	0,44	0,36	0,38	
—	—	—	0,50	2,5	0,84	0,32	0,42	Разруш.
—	—	—	0,25	2,5	0,72	0,92	0,50	
14	0,6	0,32	0,75	2,5	2,01	0,84	0,40	— " —
—	—	—	0,50	2,5	1,64	0,76	0,55	
—	—	—	0,25	2,5	3,00	1,56	1,38	
Модель $d = 16,5$ см, $\lambda = 2$, $\delta = 0$, $e_0 = 0,18$								
15	—	0,20	0,75	2,5	0,72	0,52	0,42	
16	—	0,33	0,75	2,6	2,48	3,68	2,21	
17	—	0,53	0,75	2,5	10,7	6,72	3,16	
18	—	0,75	0,75	2,5	7,08	5,72	4,47	
19		0,41	0,75	2,5	1,62	2,44	—	
19'	—	—	0,50	2,5	1,55	1,36	—	
19''	—	—	0,25	2,5	3,60	3,72	—	
Модель $d = 16,5$ см, $\lambda = 2$, $\delta = 0$, $e_0 = 0$								
20	—	0,65	0,75	2,5	0,15	2,34	2,65	
20'	—	—	0,50	2,5	0,76	2,00	2,06	
20''	—	—	0,25	2,5	0,19	3,36	4,84	

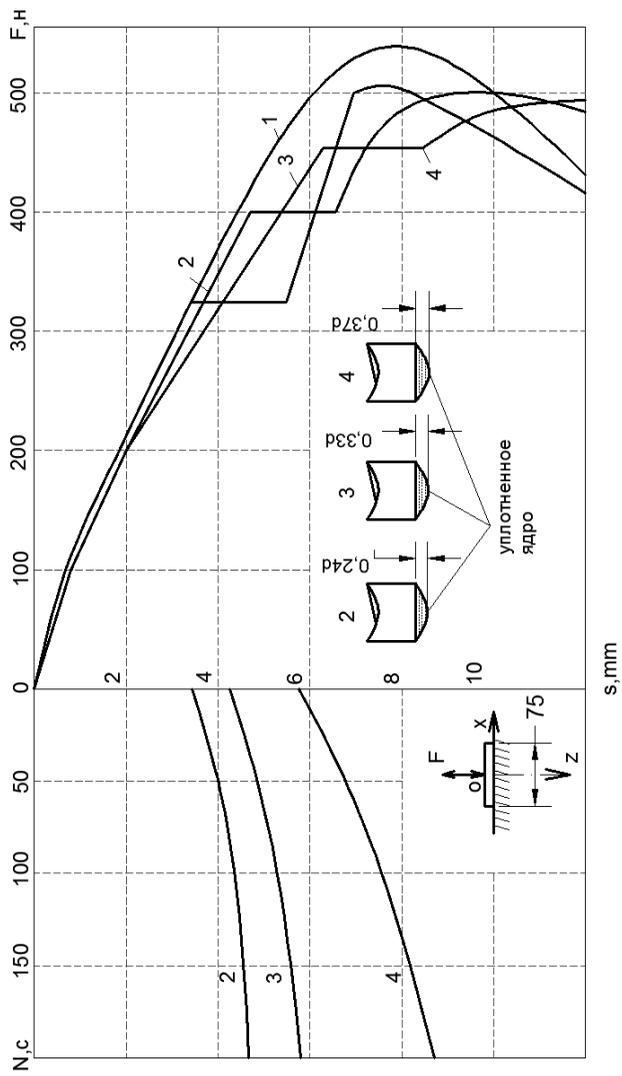


Рис. 2.49. Зависимость осадки от нагрузки и числа циклов при \bar{F} :
 1 – 0; 2 – 0,6; 3 – 0,7; 4 – 0,8

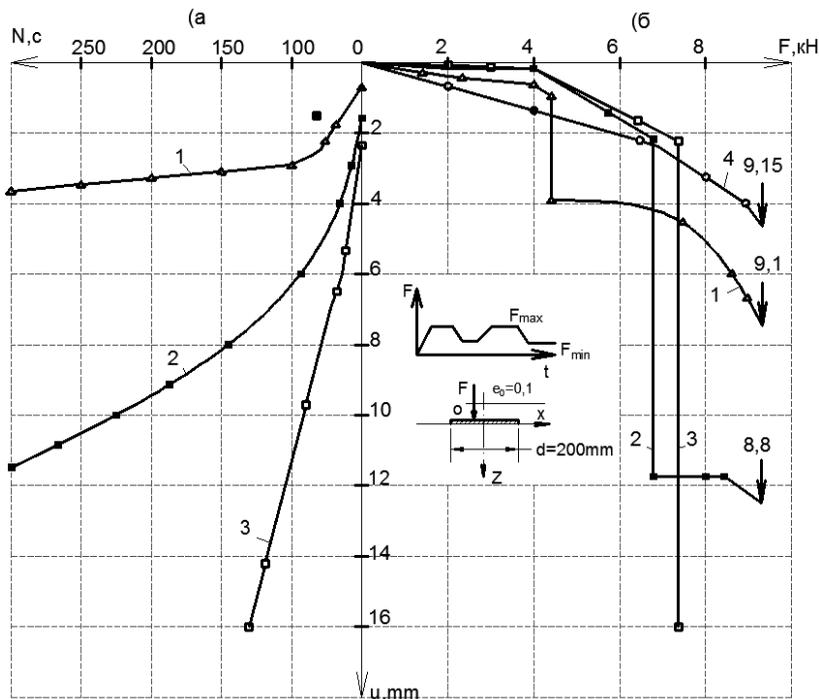


Рис. 2.50. Графики зависимости между горизонтальным перемещением и числом циклов (а); горизонтальным перемещением и нагрузкой (б) при $\lambda = \delta = 0$ и $\bar{F}_c = 1 - 0,5; 2 - 0,7; 3 - 0,8; 4 - N = 0$

Влияние вращающего момента определяли по следующей методике. Нагрузку увеличивали до 500 Н, выполняли знакопеременное вращение на угол $\pm\gamma$ ($\gamma = 5, 10$ или 15°). Затем нагрузку увеличивали до 1000 Н и снова проводили вращение на тот же угол. Далее выполняли те же операции при $F = 1500$ и 2000 Н. Величины напряжений и перемещений

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_z, \delta_\rho, \delta_\theta, \tau_{pz}, \tau_{z\theta}, \tau_{\rho\theta} \\ u_z, u_\rho, u_\theta \end{array} \right\} = f(F, \gamma, n).$$

Касательные напряжения $\tau_{z\theta} = \mu\sigma_z$, $\tau_{pz} = 0$, где $\mu = f_M(R, \omega)$ – коэффициент физического трения. При плоском штампе распределенное давление по контактной поверхности

$$\rho^*(\rho) = \frac{F}{2\pi R \sqrt{R^2 - \rho^2}},$$

крутящий момент

$$M = 0,25\pi\mu_{\text{гд}}FR.$$

При гладком штампе получено $\mu_{\text{гд}} = 0,17$, при шероховатом $\mu_{\omega} = 0,32$. Осадка штампа $s = f_s(\rho_c, F, n)$ включает составляющие за счет более компактной укладки частиц s_F ; s_M , их измельчения и износа шероховатого контактного слоя s_{fz} , т.е.

$$s_N = s_{F_n} + s_{M_n} + s_{f_{zn}}.$$

Схема нагружения штампа показана на рис. 2.51, типичные результаты экспериментов – на рис. 2.52, их анализ представлен в табл. 2.13.

Как видно при выполнении двух циклов вертикальная нагрузка резко снизилась, а осадки возросли. С увеличением угла поворота штампа степень снижения нагрузки еще больше возрастала. При проведении 10 циклов вращения вертикальная нагрузка почти полностью падала. В таблице 2.14 приведены величины осадок штампа после 80 циклов воздействия знакопеременного вращающего момента.

Воздействие на штамп знакопеременной центральной наклонной силы. Жесткий стальной штамп диаметром 100 мм устанавливали на поверхности послойно уплотненного до $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ воздушно-сухого песчаного основания. В центре штампа на плоском цилиндрическом шарнире крепили стержень диаметром 20 мм и длиной 500 мм. На конце стержня помещали груз. Стержень с грузом плавно отклоняли от вертикали на угол $\pm\alpha$ (рис. 2.53).

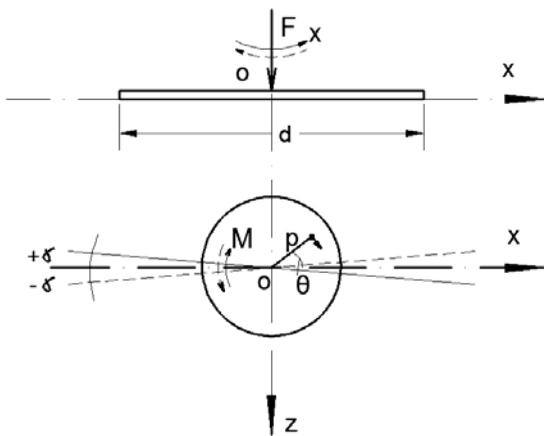


Рис. 2.51. Схема нагружения штампа

Таблица 2.12

№ опыта	\bar{d}	\bar{F}	ρ_c	$N, \text{циклов} \times 10^3$	s_N/s_1	u_N/u_1	i_N/i_1
Штамп $d = 20 \text{ см}, \delta = 0^\circ, e_0 = 0,2$							
1	0	0,27	0,75	2,5	1,44	1,26	1,31
2	0	0,32	0,75	3,0	1,54	1,40	3,96
3	0	0,64	0,75	2,5	1,86	1,86	1,67
5	0,4	0,41	0,75	2,5	2,13	2,05	2,51
6	0,4	0,68	0,75	2,5	2,25	2,46	2,44
9	0,4	0,5	0,75	2,5	1,22	1,48	1,22
			0,50	2,5	1,78	2,93	1,78
			0,25	2,5	3,35	7,55	3,76
10	0,6	0,33	0,75	2,5	1,77	1,59	2,01
11	0,6	0,60	0,75	2,5	1,60	1,92	1,43
12	0,6	0,70	0,75	2,5	2,43		
13	0,6	0,3	0,76	3,5	1,44	1,25	1,38
			0,50	2,5	2,36	1,61	2,70
			0,25	2,5	3,08	2,25	3,23
14	0,6	0,32	0,75	2,5	1,55	1,25	1,38
			0,50	2,5	2,00	1,61	2,71
			0,25	2,5	3,18	2,25	3,22
Модель $d = 16,5 \text{ см}, \lambda = 2, \delta = 0^\circ, e_0 = 0,18$							
15		0,2	0,75	2,5	1,56	2,11	1,06
16		0,33	0,75	2,5	1,56	2,11	1,06
17		0,53	0,75	2,5	1,91	1,73	2,44
18		0,75	0,75	2,5	1,43	–	1,42
19		0,41	0,75	2,5	1,61	1,73	–
			0,50	2,5	1,40	1,36	–
			0,25	2,5	1,60	1,56	–
Модель $d = 16,5 \text{ см}, \lambda = 2, \delta = 15^\circ, e_0 = 0$							
20		0,65	0,75	2,5	–	2,28	3,38
X			0,50	2,5	–	3,28	10,7
			0,25	2,5	–	4,56	28,6

Таблица 2.13

Штамп	$\bar{F}_{sf} \times 10^{-3}$	$\bar{F}_c \times 10^{-3}$ при $\pm\gamma$, град		
		5	10	15
Шероховатый	$n = 2$			
	91,9	36,7	28,2	9,1
	181,8	92,7	22,1	2,5
	272,7	140,0	27,3	3,6
	363,6	96,7	17,8	7,3
	$n = 10$			
	91,9	4,4	1,1	2,7
	181,6	2,1	1,8	–
	272,7	3,4	2,7	–
	363,6	4,1	2,7	–
Гладкий	$n = 2$			
	100	106	61	20
	200	139	78	32
	300	176	102	46
	400	208	146	54
	$n = 10$			
	100	43,6	23,2	16,8
	200	94,0	28,8	8,0
	300	140,8	47,2	6,5
	400	183,8	60,8	5,0

Таблица 2.14

$\pm\gamma$, град	s , мм при штампе	
	гладком	шероховатом
5	13	31
10	18	42
15	24	46

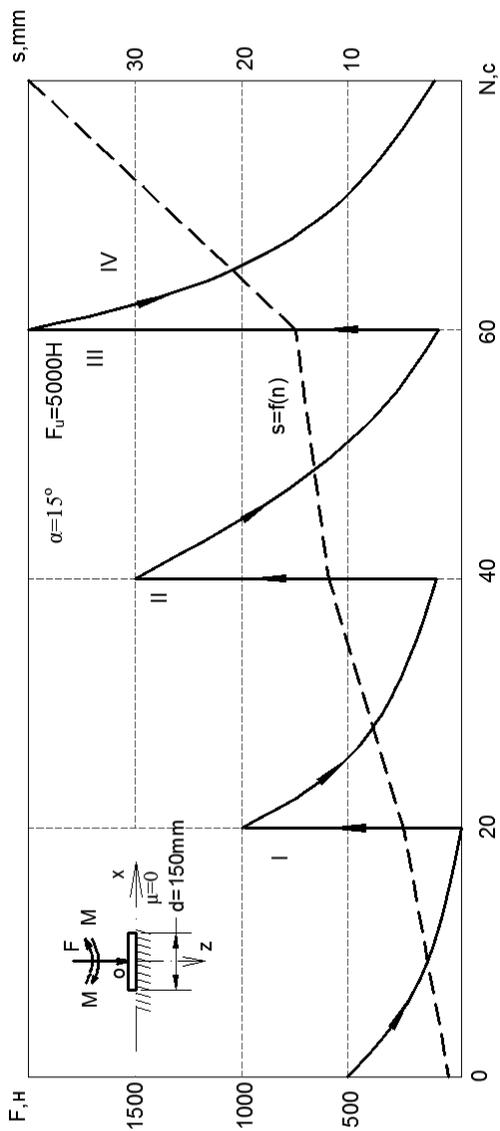


Рис. 2.52. Зависимость нагрузки на штамп от числа циклов вращательного движения

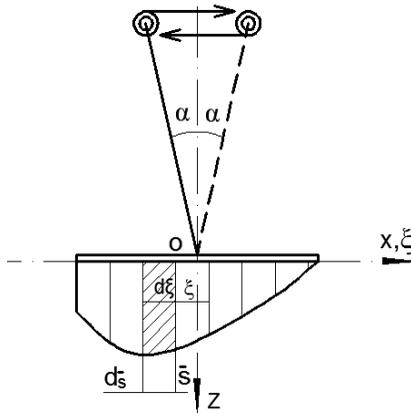


Рис. 2.53. Схема нагружения штампа

Знакопеременную нагрузку прикладывали по схеме

$$-M_{\max} \rightarrow 0 \rightarrow +M_{\max}.$$

Условия равновесия внешних и внутренних сил

$$F = \iint_{A_{\text{отр}}} P(\xi, \eta) d\xi d\eta;$$

$$M_y = \iint_{A_{\text{отр}}} P(\xi, \eta) \xi d\xi d\eta.$$

В опытах принимали $\bar{M} = 0,25; 0,5; 0,65$ и $0,75$; $\alpha = \pm 2; \pm 3; \pm 5$ и $\pm 10^\circ$. Определяли осадку, крен и горизонтальное перемещение штампа. Для $\bar{M} \leq 0,5$ и $n \geq 100$ величина крена и горизонтального перемещения практически стабилизировалась. При $\bar{M} \geq 0,75$ перемещения возрастали с увеличением n вплоть до опрокидывания штампа. Отрыв штампа от основания происходил при $\alpha \geq 3^\circ$. Значение разрушающей нагрузки $F_u = f(\alpha, F, n)$. По данным предварительных опытов отношение $\kappa = F_c / F_s$ при $\alpha = \text{const}$ составили:

$\pm\alpha$, град	2	3	5	10
κ	0,75	0,64	0,51	0,32

Как показали исследования, знакопеременные циклические воздействия нагрузок или перемещений приводят к резкому увеличению перемещений или нагрузок соответственно.

Влияние истории циклического нагружения. Основания фундаментов, несущие элементы конструкций, узлы их сопряжений иногда подвергаются воздействию различных режимов циклической нагрузки, каждый из которых характеризуется величинами N_c , \bar{F}_c , ρ_c , f_c и др. Долговечность материалов, конструкций и оснований, как правило, различается. Влияние изменения режимов нагружения на развитие дефектов и долговечность мало исследовано. В современных теориях расчета используют принцип линейного накопления усталостных повреждений.

Несколько серий экспериментов проведены с целью исследования перемещений незаглубленных металлических жестких штампов диаметром 200 мм при четырех режимах циклического нагружения. Воздушно-сухой песок послойно уплотняли до $\rho = 1,58 \text{ г/см}^3$. Нагрузку на штампы передавали рычагом с углами наклона силы к вертикали $7^\circ 30'$ и 15° .

При каждом из этих углов относительные эксцентриситеты нагрузки по верхней грани штампа толщиной 0,8 см составляли ± 2 см. По контакту штампа с основанием они соответственно равнялись $-0,19$ и $0,21$; $-0,18$ и $+0,22$.

В таблице 2.15 приведены величины перемещений штампа, относительных абсцисс и аппликат оси вращения. Величины предельных нагрузок приведены на рис. 2.54. Несущая способность основания при отрицательных эксцентриситетах была выше, чем при положительных.

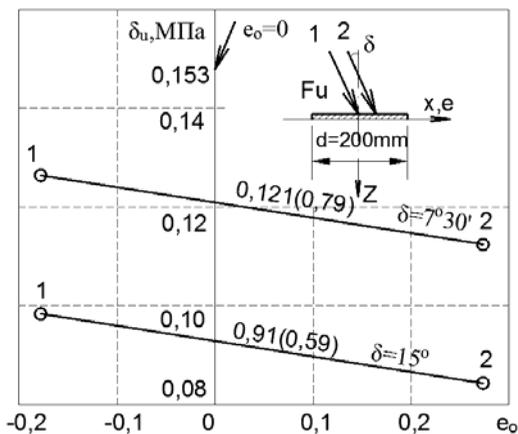


Рис. 2.54. Зависимость разрушающей нагрузки от величины и знака эксцентриситета

Таблица 2.15

σ , МПа $\times 10^2$	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-2}$	\bar{x}_c	z_c , мм $\times 10^2$
$\delta = 7^\circ 30'$					
0,095	0,43/0,61	0,08/0,33	0,08/0,19	5,37/3,14	1,00/1,74
0,191	1,00/1,02	0,619/0,44	0,18/0,33	5,55/3,08	1,05/1,33
0,287	1,42/1,37	0,31/0,58	0,26/0,44	5,46/2,81	0,44/1,32
0,382	2,28/1,77	0,53/0,75	0,38/0,62	6,00/2,83	1,39/1,22
0,477	2,53/2,17	0,56/0,99	0,50/0,89	5,06/2,43	1,12/1,11
0,573	3,00/2,53	0,65/1,28	0,61/1,02	4,91/2,48	1,06/1,28
0,669	3,42/2,98	0,93/1,56	0,67/1,47	5,10/2,02	1,39/1,06
0,764	3,61/3,40	1,40/1,84	0,70/1,38	5,16/2,46	2,00/1,33
0,860	4,01/3,96	1,57/2,25	0,93/1,74	4,31/2,27	1,68/1,29
0,955	4,47/4,43	1,61/2,56	1,13/2,00	3,95/2,22	1,42/1,28
1,051	4,78/6,33	1,68/2,68	1,24/3,59	3,84/1,76	1,40/0,75
1,146	5,55/ <i>F</i>	1,99/ <i>F</i>	1,71/ <i>F</i>	3,25/ <i>F</i>	1,21/ <i>F</i>
1,270	<i>F</i> —	<i>F</i> —	<i>F</i> —	<i>F</i> —	<i>F</i> —
$\delta = 15^\circ$					
0,095	0,25/0,42	0,34/0,20	0,09/0,22	2,84/1,87	3,9/8,9
0,191	0,74/0,81	1,01/0,57	0,33/0,56	2,24/1,44	3,1/1,0
0,287	1,13/1,17	1,41/0,96	0,61/0,88	1,86/1,33	2,3/1,1
0,352	1,30/1,59	1,91/1,41	0,48/1,16	2,70/1,37	3,9/1,2
0,477	1,93/2,07	2,27/1,91	1,01/1,44	1,90/1,44	2,2/1,3
0,573	2,39/2,68	2,71/2,63	1,27/1,81	1,87/1,48	2,1/1,4
0,669	2,89/3,49	3,22/3,57	1,57/2,42	1,84/1,44	2,0/1,5
0,764	3,68/4,29	4,05/4,40	2,02/3,04	1,82/1,41	2,0/1,4
0,860	5,13/ <i>F</i>	5,38/ <i>F</i>	3,26/ <i>F</i>	1,57/ <i>F</i>	1,6/ <i>F</i>
0,955	<i>F</i> —	<i>F</i> —	<i>f</i> —	<i>F</i> —	<i>F</i> —

Примечание: для $\delta = 7^\circ 30'$ над чертой $e_0 = -0,19$; под чертой $e_0 = 0,21$; для $\delta = 15^\circ$ под чертой $e_0 = -18$; под чертой $e_0 = 0,22$; *F* — разрушение.

При отрицательных эксцентриситетах для углов наклона силы $7^{\circ}30'$ и 15° было выполнено по два опыта с разными режимами циклического нагружения, но с равными средними величинами нагрузок 1,6 кН (0,051 МПа) и 1,2 кН (0,038 МПа) соответственно. По первой схеме циклического нагружения первые 2,5 тыс. циклов выполняли при амплитуде нагрузок $\pm 0,4$ кН ($\pm 0,0127$ МПа), затем 2,5 тыс. циклов при амплитуде $\pm 0,8$ кН (0,0254 МПа). По второй схеме нагружения амплитуды нагрузок в интервале 0...7,5 тыс. циклов принимали равными $\pm 0,8$ кН \rightarrow $\pm 0,4$ кН \rightarrow 0,8 кН (рис. 2.55). Графики перемещений и координаты мгновенных осей вращения для рассмотренных случаев испытаний приведены на рис. 2.56 и 2.57.

При уменьшении амплитуды колебаний нагрузки перемещения оставались постоянными. Положение координат мгновенных осей вращения практически не зависело от схемы циклического нагружения и от числа циклов. Перемещения штампа при $\delta = 7^{\circ}50'$ после 7,5 тыс. циклов при обеих схемах циклического нагружения были примерно равными, а при $\sigma = 15^{\circ}$ конечные перемещения при испытании по первой схеме были существенно выше, чем по второй схеме.

Влияние плотности основания на скорость циклических перемещений. Опыты проводили при $d = 20$ см; $e_0 = 0$; $\sigma = 22^{\circ}30'$; $\bar{d} = 0,6$; $\rho_c = 0,5$; $\rho = 1,51$; 1,55; 1,6 г/см³ и второй схеме режима нагружения. С ростом плотности основания скорости осадки и горизонтального перемещения уменьшались в среднем в соотношении 1,9; 1; 0,59.

Влияние многократно повторных нагружений на величину разрушающей нагрузки. В опытах на воздушно-сухом песке с $\rho = 1,55$ г/см³ наблюдали снижение несущей способности основания с уменьшением коэффициента асимметрии цикла.

В нескольких опытах нагрузка ступенями была доведена до $\bar{F} = 0,65 \dots 0,85$. Затем проводили циклические испытания с $N = (2 \dots 3) \cdot 10^3$ циклов и ступенчатом уменьшении ρ_c . Если скорости перемещений при определенном ρ на последних 500 циклах были практически постоянными (циклически стабильный материал) или несколько снижались, то с переходом на более низкое значение ρ_c они существенно возрастали.

Разрушение основания часто происходило спустя 100...600 циклов после перехода на меньшее значение ρ_c , т.е. при $F_{\max} = \text{const}$ и $n = \text{const}$. С уменьшением ρ_c возрастали \dot{u}_i и снижались F_{uc} .

Были проанализированы результаты опытов, выполненных при определенных сочетаниях \bar{F} и ρ_c для $n = \text{const}$. Получены следующие осредненные значения коэффициентов снижения несущей способности основания $\gamma = F_{uc}/F_u$ (F_{uc} – разрушающая нагрузка при циклическом

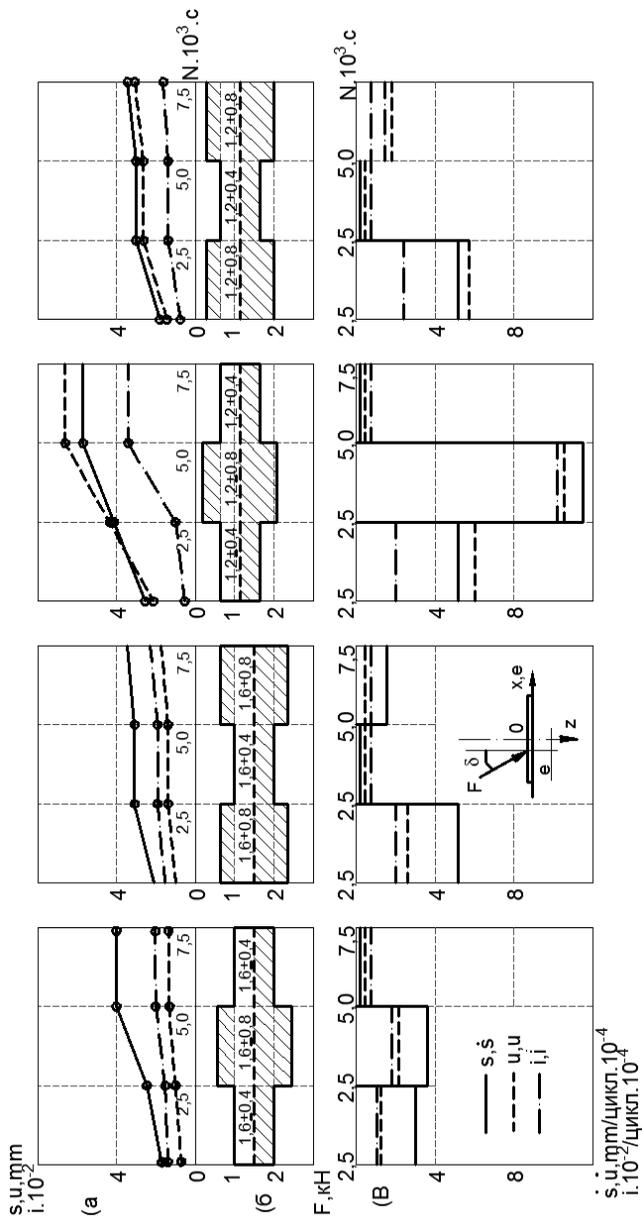


Рис. 2.55. Перемещения (а), графики изменения нагрузки (б), скорости перемещений (в) для четырех случаев нагружения

испытании): для $\rho_c = 0,5$ $\gamma_{F_{uc}} = 0,92$; $\rho_c = 0,25 \dots 0,82$; $\rho_c = 0$ $\gamma_{F_\alpha} = 0,68$.
 Близкие к этим получены значения из опытов с $\rho = 1,7$ г/см³; $\omega = 0,05$; $d = 20$ см; $e_0 = 0$; $\sigma = 22^\circ 30'$; $f_c = 1$ с; $N = 2 \cdot 10^3$ циклов, проведенных также по первой схеме (ступенчатое снижение).

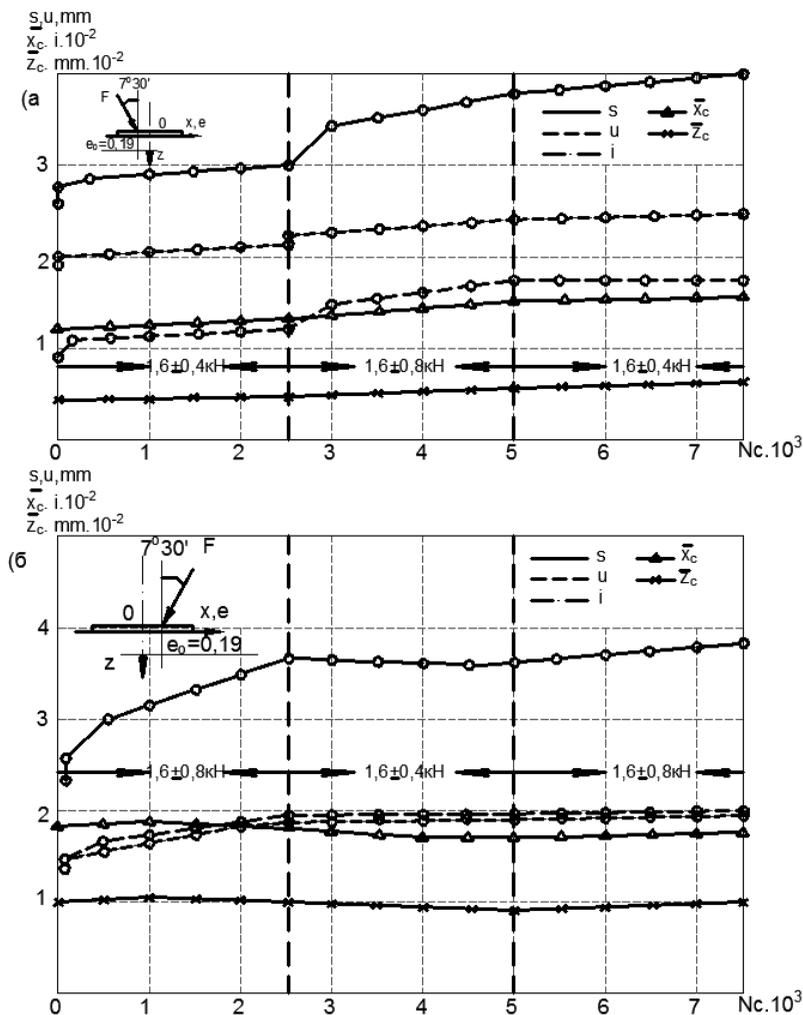


Рис. 2.56. Зависимость перемещений жесткого шероховатого штампа диаметром 200 мм от числа циклов нагружения при $\sigma = 7^\circ 30'$, $e_0 = -0,19$ для первого (а) и второго (б) режимов испытания

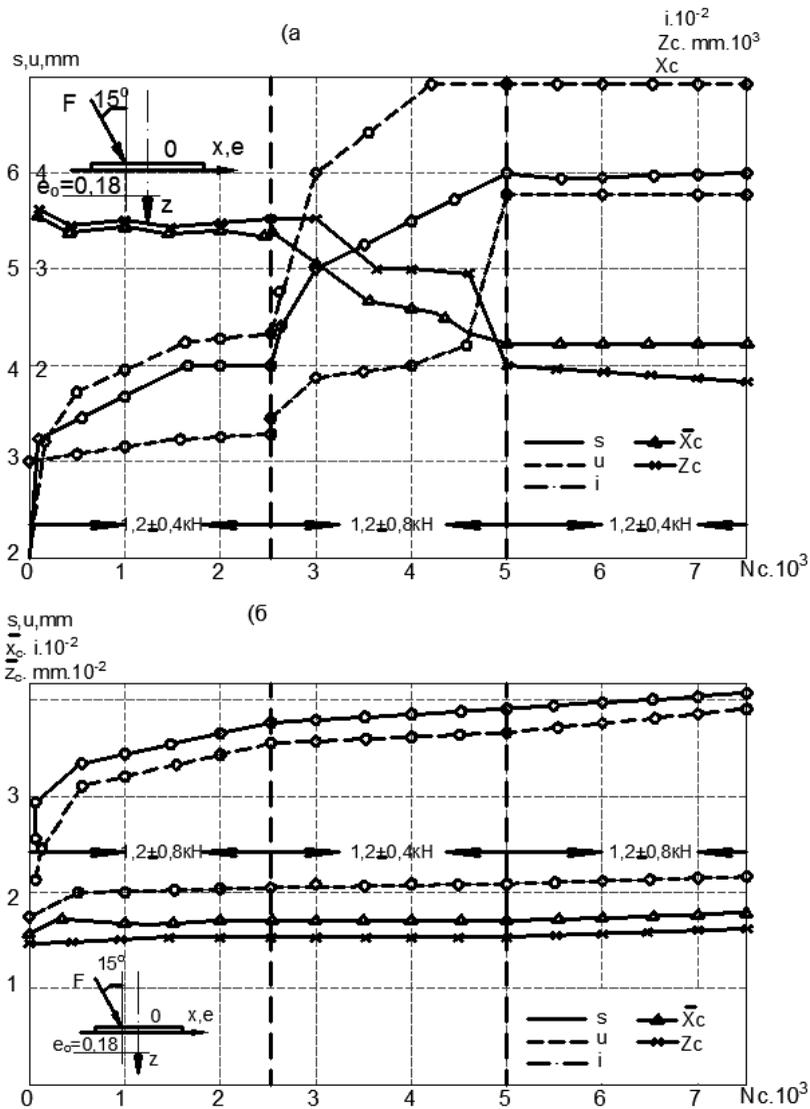


Рис. 2.57. Зависимость перемещений жесткого шероховатого штампа $d = 200$ мм от числа циклов нагружения при $\delta = 15^\circ$; $e_0 = -0,18$ для первого (а) и второго (б) режимов нагружения

При $\bar{F} < 0,65$ снижения циклической несущей способности по сравнению со статической не наблюдали. Заметим, что нами получены весьма приближенные данные, требующие проверки и уточнения. В процессе циклического нагружения изменяются характеристики грунта, зависимость между напряжениями и деформациями, поля плотностей, напряжений и деформаций. Причиной снижения прочности при циклическом действии нагрузок является накопление повреждений.

Не изучено совместное действие ползучести и усталости. Одновременно с накоплением деформаций в этом случае происходит и накопление дефектов. Разрушение наступает раньше, чем при действии только циклической или только статической длительной нагрузки. Не рассматривалось поведение грунтового основания при одновременном воздействии продольных и поперечных колебаний (явление фреттинга). Для некоторых видов грунтов следовало бы определить предел усталости и значение амплитуды напряжения, ниже которой грунт выдерживает бесконечное число циклов без разрушения. Для других вводят термин усталостной прочности при заданной долговечности.

Разрушение при знакопеременной нагрузке происходит при меньшем числе циклов, чем при статической сжимающей при одинаковом уровне напряжений (по отношению к статической разрушающей нагрузке). Это объясняется значительным снижением сопротивления сдвигу. При большом числе циклов нагружения и большом размахе амплитуды частицы притираются, сглаживаются острые грани, повышается подвижность зерен. Циклическое перемещение поверхности основания наблюдали на расстоянии до $6,5d$ от оси фундамента.

Длительное предварительное статическое обжатие. При определенном соотношении N , ρ_c и \bar{F} повышается прочность и жесткость основания. Превышение некоторого граничного значения приводит к существенному снижению прочности и быстрому росту перемещений.

Предварительное многократно повторное нагружение. При относительно небольших значениях N и \bar{F} песок доуплотняется и возможно повышение разрушающей нагрузки при статическом и циклическом воздействии.

Перераспределение нагрузки подошвой и боковой поверхностью буронабивного фундамента. При $\bar{F} = 0,2 \dots 0,5$ установившееся соотношение между нагрузкой, передаваемой грунту через подошву и боковую поверхность, резко изменяется с увеличением N до 20 циклов. Доля сопротивления боковой поверхности снижалась, а подошвы – возрастала.

Разрушение железобетонных плит. Плиты диаметром 25...40 см, толщиной 2,5...5 см, армированные проволокой В1, диаметром 3 мм, разрушались при $\bar{F} = 0,85$ при нескольких циклах нагружения. Причиной разрушения явилось интенсивное трещинообразование к началу и во время повторного нагружения.

Развитие усталостных трещин в железобетонных конструкциях. В связи с увеличением интенсивности динамических нагрузок от машин, механизмов ухудшается эксплуатационное состояние строительных конструкций и узлов сопряжений, появляются недопустимые деформации и трещины в зданиях, сооружениях, конструкциях (Б. Ж., 1990, № 5).

Выносливость железобетонных конструкций считается обеспеченной, если максимальные напряжения в сжатой зоне на растянутой арматуре не превышают пределов выносливости. Разрушение бетона и стали в процессе многократно повторного нагружения начинается задолго до появления макротрещин и характеризуется накоплением дефектов структуры. В качестве меры повреждений бетона принимается коэффициент поперечных деформаций μ . Микроразрушения сопровождаются увеличением μ . Накопление уровня повреждений зависит от уровня \bar{F} , числа циклов, частоты dN/dt многократно повторной нагрузки. Вследствие виброползучести бетона сжатой зоны происходит непрерывное перераспределение усилий между бетоном сжатой зоны и растянутой арматурой. Напряжение и коэффициент асимметрии цикла возрастают в арматуре и уменьшаются в бетоне. Расчет на выносливость в этом случае выполняют исходя из условий

$$\sigma_b^{\max}(t_0) \leq \gamma_{b1} R_1 / H_{\sigma_b};$$

$$\sigma_s^{\max}(t_0) \leq \gamma_{s3} \gamma_{s4} R_s / H_{\sigma_s},$$

где $\sigma_b^{\max}(t_0)$, $\sigma_s^{\max}(t_0)$ – начальные нагружения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла; H_{σ_b} , H_{σ_s} – функции накопления напряжений в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре; $\gamma_{b1} = f_1(\rho_{bt})$, $\gamma_{s3} = f_3(\rho_{st})$, $\gamma_{s4} = f_4(\rho_{st})$ – коэффициенты условий работы в бетоне и арматуре по СНиП 2.03.01–84* и СНиП 11-56–77.

Усталостная прочность арматуры зависит от коэффициента асимметрии цикла, наличия и типа стыковых соединений, диаметра арматуры, величины смещения в стыке. С увеличением диаметра арматуры ее усталостная прочность снижается. Усталостную прочность материалов представляют графиком в координатах $\sigma_{\max} - \lg N$ (диаграмма Веллера) или $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ (диаграмма Гудмана).

2.4. ОПЫТЫ НА СТУПЕНЧАТОЕ НАГРУЖЕНИЕ И РАЗГРУЖЕНИЕ

Кинетику накопления остаточных деформаций изучали в опытах с моделью $d = 16,5$ см; $\lambda = 2$; $\sigma = 0$ и $e_0 = 0,18$. Нагрузку увеличивали ступенями через 30 мин, составляющими 1/25 от предполагаемой разрушающей, доводили до максимального для данного цикла значения, затем такими же ступенями полностью разгружали, снова нагружали ступенями до максимального значения на ступень, превышающую максимальную нагрузку на предыдущем цикле, снова ступенями разгружали до нуля и т.д. Опыт может представлять интерес для специалистов, и его результаты полностью приведены в табл. 2.16.

При $\bar{F} < 0,5$ горизонтальное перемещение практически равнялось нулю, а крен периодически имел то положительные, то отрицательные значения. В таблице 2.16 для этого интервала нагрузок приведены лишь осадки центра модели на поверхности основания. Осадка при $F = 5,5$ кН составила $0,015d$.

При $\bar{F} > 0,5$ в табл. 2.17 и 2.18 приведены значения осадок, горизонтальных перемещений, крена и относительных координат мгновенных центров. Отношение s/u для $\bar{F} = 0,5$ равнялось 1,88. С ростом нагрузки оно уменьшалось и при $\bar{F} = 0,8$ равнялось единице, а при $\bar{F} = 1$ $s_u/u_u = 0,515$. Относительные координаты \bar{x}_c и \bar{z}_c с ростом \bar{F} постепенно уменьшались т.е. центр вращения фундамента смещался к началу осей координат. Для $\bar{F} = 0,5$ $\bar{x}_c = 47,02$ и $\bar{z}_c = 6,24$, а для $\bar{F} = 1$ $\bar{x}_c = 3,4$ и $\bar{z}_c = 1,64$. При переходе через максимальные и нулевые значения нагрузок наблюдалось явление последействия.

С ростом нагрузки отношение остаточных деформаций к упругим возрастало (табл. 2.18).

Усталостная прочность грунта. Этот вопрос мало исследован. Учитывая достижения в этой области для металлов и сплавов, можно предположить, что на усталостную прочность существенное влияние могут оказывать такие факторы, как состав и влажность грунта, механические и физические характеристики основания, его структурно-текстурные особенности, наличие растворов и примесей в воде и в грунте, характеристики цикла и функции нагружения, уровень нагрузки, вид напряженного состояния, остаточные напряжения и перемещения, масштабный фактор и т.п.

В качестве критерия разрушения в основном принимается достижение определенной величины деформаций или образование в образцах плоскостей сдвига [9]. В опытах с песчаными и глинистыми грун-

тами отмечалось, что с уменьшением времени нагружения возрастала прочность на сжатие, в глинах – до двух раз, в песках – до 20%. Этот эффект объясняется тем, что с уменьшением времени действия нагрузки не успевают развиваться деформации сдвига. По данным П. Л. Иванова угол внутреннего трения несвязных грунтов практически не изменяется в широком диапазоне ускорений колебаний. При больших ускорениях колебаний ($u > 0,8g$) условия постоянства угла внутреннего трения нарушаются. В глинистых грунтах при вибрационных воздействиях временно уменьшаются φ и c .

Таблица 2.16

F , кН	s , мм	F , кН	s , мм	F , кН	s , мм
0	0	0,8	0,48	3,6	1,00
0,4	0,02	0,4	0,48	3,2	0,975
0,8	0,02	0	0,465	2,8	0,975
0	0,02	0,4	0,455	2,4	0,975
0,4	0,02	0,8	0,455	2,0	0,975
0,8	0,02	1,2	0,455	1,6	0,975
1,2	0,04	1,6	0,455	1,2	0,975
0,8	0,055	2,0	0,485	0,8	0,975
0,4	0,065	2,4	0,510	0,4	0,960
0	0,065	2,8	0,610	0	0,930
0,4	0,065	2,4	0,652	0,4	0,905
0,8	0,065	2,0	0,625	0,8	0,905
1,2	0,065	1,6	0,625	1,2	0,905
1,6	0,14	1,2	0,625	1,6	0,905
1,2	0,15	0,8	0,625	2,0	0,905
0,8	0,145	0,4	0,625	2,4	0,925
0,4	0,145	0	0,625	2,8	0,925
0	0,145	0,4	0,625	3,2	0,980
0,4	0,145	0,8	0,625	3,6	1,045
0,8	0,145	1,2	0,625	4,0	1,196

Продолжение табл. 2.16

F , кН	s , мм	F , кН	s , мм	F , кН	s , мм
1,2	0,145	1,6	0,625	3,6	1,205
1,6	0,190	2,0	0,625	3,2	1,205
2,0	0,270	2,4	0,625	2,8	1,205
1,6	0,285	2,8	0,625	2,4	1,205
1,2	0,285	3,2	0,775	2,0	1,205
0,8	0,285	2,8	0,785	1,6	1,205
0,4	0,285	2,4	0,785	1,2	1,205
0	0,285	2,0	0,785	0,8	1,190
0,4	0,285	1,6	0,785	0,4	1,140
0,8	0,285	1,2	0,785	0	1,075
1,2	0,295	0,8	0,785	0,4	1,040
1,6	0,285	0,4	0,785	0,8	1,040
2,0	0,315	0	0,740	1,2	1,040
2,4	0,450	0,4	0,730	1,6	1,050
2,0	0,485	0,8	0,730	2,0	1,080
1,6	0,485	1,2	0,730	2,4	1,115
2,0	0,315	1,6	0,730	2,8	1,115
2,4	0,450	2,0	0,745	3,2	1,120
2,0	0,485	2,4	0,770	3,6	1,250
1,6	0,485	2,8	0,805	4,0	1,320
1,2	0,480	3,2	0,850	4,4	1,475
2,0	1,485	4,4	1,790	4,0	1,505
1,6	1,485	4,0	1,795	3,6	1,505
1,2	1,485	3,6	1,795	3,2	1,505
0,8	1,430	3,2	1,795	2,8	1,505
0,0	1,310	2,8	1,795	2,4	1,500

Продолжение табл. 2.16

F , кН	s , мм	F , кН	s , мм	F , кН	s , мм
0,4	1,300	2,4	1,795	4,3	2,065
0,8	1,300	2,0	1,795	4,4	2,065
1,2	1,300	1,6	1,750	4,0	2,065
1,6	1,300	1,2	1,770	3,6	2,065
2,0	1,330	0,8	1,685	3,2	2,065
2,4	1,370	0,4	1,595	2,8	2,065
2,8	1,370	0,0	1,490	2,4	2,065
3,2	1,415	0,4	1,475	2,0	2,065
3,6	1,460	0,8	1,475	1,6	2,035
4,0	1,525	1,2	1,480	1,2	1,995
4,4	1,620	1,6	1,490	0,8	1,965
4,8	1,755	2,0	1,540	0,4	1,910
5		2,4	1,975	0	1,850
		2,8	1,625	0,4	1,845
		3,2	1,660	0,8	1,850
		3,6	1,680	1,2	1,850
		4,0	1,740	1,6	1,850
		4,4	1,805	2,0	1,875
		4,8	1,985	2,4	1,830
		5,2	2,055	2,8	1,895
				3,2	1,940
				3,6	1,970
				4,0	2,015
				4,4	2,065
				4,8	2,135
				5,2	2,255
				5,6	2,365

Таблица 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
5,2	2,410	1,280	0,625	47,02	6,24
4,8	2,410	1,280	0,625	47,02	6,24
4,4	2,410	1,280	0,625	47,02	6,24
4,0	2,410	1,280	0,625	47,02	6,24
3,6	2,410	1,280	0,625	47,02	6,19
3,2	2,410	1,280	0,625	47,02	6,19
2,8	2,410	1,280	0,625	47,02	6,19
2,4	2,390	1,270	0,500	58,29	7,70
2,0	2,390	1,270	0,500	58,29	7,70
1,6	2,385	1,250	0,500	51,71	6,72
1,2	2,340	1,225	0,500	38,05	4,95
0,8	2,250	1,190	0,500	54,88	7,21
0,4	2,155	1,235	0,310	84,10	10,99
0	2,045	1,045	0,310	79,50	10,12
0,4	1,995	1,064	0,312	77,85	10,31
0,8	1,995	1,084	0,312	77,85	10,51
1,2	2,010	1,105	0,250	98,05	13,39
1,6	2,040	1,135	0,250	99,51	13,76
2,0	2,100	1,165	0,250	1024	14,222
2,4	2,120	1,185	0,375	68,94	9,55
2,8	2,170	1,210	0,500	52,92	7,33
3,2	2,210	1,240	0,625	43,22	6,00
3,6	2,250	1,260	0,875	31,36	4,37
4,0	2,295	1,305	0,687	40,41	5,75
4,4	2,355	1,330	1,062	27,03	3,81
4,8	2,410	1,380	1,125	26,12	3,71
5,2	2,550	1,450	–	–	–
5,6	2,640	1,515	1,375	84,87	12,22
6,0	2,720	1,630	1,625	53,07	7,89

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
5,6	2,780	1,625	0,875	38,75	5,62
5,2	2,780	1,625	0,875	38,75	5,62
4,8	2,775	1,620	0,937	36,10	5,24
4,4	2,775	1,620	0,937	36,10	5,24
4,0	2,775	1,600	0,937	38,74	5,55
3,6	2,775	1,600	0,937	38,74	5,55
3,2	2,775	1,390	0,937	38,75	5,51
2,8	2,775	1,580	0,937	36,10	5,11
2,4	2,810	1,575	0,750	44,88	6,36
2,0	2,750	1,567	0,628	53,66	7,60
1,6	2,730	1,555	0,375	88,78	12,54
1,2	2,725	1,521	0,437	75,96	10,54
0,8	2,585	1,480	0,437	72,00	10,26
0,4	2,475	1,400	0,437	68,98	9,71
0	2,400	1,342	0,375	78,05	10,85
0,4	2,340	1,352	0,375	71,10	10,93
0,8	2,355	1,380	0,437	65,64	9,57
1,2	2,355	1,401	0,437	65,64	9,70
1,6	2,380	1,410	0,625	46,44	6,87
2,0	2,410	1,445	0,750	39,18	6,84
2,4	2,450	1,460	0,875	34,15	5,06
2,8	2,490	1,500	1,000	30,37	4,57
3,2	2,550	1,535	0,875	35,54	5,31
3,6	2,570	1,530	1,00	31,34	4,57
4,0	2,625	1,560	1,06	30,12	4,56
4,4	2,670	1,650	1,00	32,56	5,00
4,8	2,725	1,675	1,18	27,98	4,27
5,2	2,780	1,727	1,22	30,13	4,65

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
5,6	2,855	1,775	1,49	29,32	4,53
6,0	2,950	1,860	1,60	35,97	5,64
6,4	3,075	1,970	1,69	31,57	5,01
6,0	3,110	1,965	1,62	23,34	3,66
5,6	3,110	1,970	1,62	23,34	3,66
5,2	3,110	1,960	1,62	23,34	3,65
4,8	3,110	1,960	1,62	23,34	3,65
4,4	3,110	1,960	1,62	23,34	3,65
4,0	3,110	1,945	1,62	23,34	3,63
3,6	3,110	1,950	1,62	23,34	3,63
3,2	3,110	1,950	1,62	23,34	3,63
2,8	3,115	1,940	1,56	24,31	3,75
2,4	3,105	1,930	1,43	26,34	4,07
2,0	3,100	1,925	1,37	27,49	4,23
1,6	3,055	1,905	0,81	45,85	7,10
1,2	3,025	1,868	0,75	49,11	7,53
0,8	2,950	1,835	0,37	41,11	6,34
0,4	2,805	1,745	0,81	42,10	6,50
0	2,1675	1,660	0,44	79,56	11,50
0,4	2,640	1,685	0,62	51,51	8,18
0,9	2,640	1,705	0,62	51,51	8,27
1,2	2,650	1,735	0,82	51,71	8,42
1,6	2,690	1,765	0,62	52,49	8,56
2,0	2,760	1,795	0,75	44,88	7,25
2,4	2,765	1,825	0,81	41,50	6,80

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
2,8	2,815	1,855	0,56	61,02	10, 01
3,2	2860	1,895	0,75	46,50	7, 65
3,6	2,90	1,935	0,75	47,15	7, 82
4,0	2,925	1,975	0,56	63,41	10,66
4,4	2,965	2,000	0,81	44,50	7,47
4,8	3,035	2,035	0,699	53,84	8,97
5,2	8,080	2,075	0,87	42,93	7,17
5,6	3,155	2,105	1,19	32,40	5,37
6,0	3,205	2,155	1,19	32,91	5,50
6,4	3,295	2,225	1,31	30,61	5,13
6,8	3,420	2,335	1,75	23,83	4,04
6,4	3,450	2,350	1,50	28,05	4,74
6,0	3,450	2,350	1,50	28,05	4, 74
5,6	3,450	2,350	1,50	28,05	4, 74
5,2	3,450	2,350	1,50	28,05	4,74
4,8	3,450	2,350	1,50	28,05	4,74
4,4	3,450	2,350	1,50	28,05	4,74
4,0	3,450	2,340	1,50	28,05	4,73
3,6	3,450	2,340	1,50	28,05	4,73
3,2	3,450	2,340	1,50	28,05	4,73
3,8	3,450	2,330	1,50	28,05	4,71
2,4	3,445	2,330	1,56	26,88	4,51
2,0	3,445	2,320	1,56	26,89	4,50
1,6	3 410	2,290	2,00	20,79	3,47
1,2	3,320	2,265	1,75	23,13	3,92
0,8	3,245	2,220	1,56	25,33	4,30
0,4	3,025	2,114	0,81	45,40	7,88
0	3,020	2,045	0,87	42,09	7,07

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
0,4	2,980	2,050	1,12	32,30	5,15
0,8	2,980	2,075	1,12	32,30	5,59
1,2	2,980	2,140	1,12	32,30	5,70
1,6	2,980	2,140	1,12	32,30	5,75
2,0	2,985	2,170	1,06	34,26	6,18
2,4	2,985	2,260	1,06	34,26	6,44
2,8	3,050	2,260	1,00	37,19	6,85
3,2	3,090	2,290	1,12	33,49	6,16
3,6	3,155	2,320	1,56	24,62	4,49
4,0	3,180	2,340	1,37	28,20	5,16
4,4	3,220	2,370	1,50	26,17	4,79
4,8	3,280	2,390	1,68	23,74	4,30
5,2	3,345	2,420	1,94	21,05	4,79
5,6	3,420	2,465	1,75	23,76	4,27
6,0	3,460	2,510	2,00	21,09	3,80
6,4	3,530	2,565	2,37	18,12	3,27
6,8	3,560	3,660	3,65	16,54	3,07
7,2	3,635	2,765	3,69	12,12	2,27
6,8	3,670	2,780	3,62	12,34	2,32
6,4	3,685	2,780	3,81	11,79	2,20
6,0	3,690	2,770	3,87	11,61	2,16
5,6	3,690	2,770	3,87	11,61	2,16
5,2	3,690	2,770	3,87	11,61	2,16
4,8	3,690	2,760	3,87	11,61	2,16
4,4	3,690	2,760	3,87	11,61	2,16
4,0	3,690	2,760	3,87	11,61	2,16
3,6	3,690	2,750	3,87	11,61	2,15
3,2	3,690	2,750	3,87	11,61	2,15

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
2,8	3,690	2,740	3,87	11,61	2,14
2,4	3,690	2,730	3,87	11,61	2,13
2,0	3,660	2,720	3,50	12,75	2,35
1,6	3,645	3,695	0,33	1,342	2,46
1,2	3,600	2,665	2,75	15,06	2,93
0,8	3,575	2,605	2,68	16,22	2,14
0,4	3,460	2,545	2,26	18,75	3,42
0	3,315	2,435	1,81	22,30	4,07
0,4	3,275	2,465	1,94	20,61	3,85
0,8	3,275	2,480	1,94	20,61	3,88
1,2	3,275	2,500	1,94	20,61	3,91
1,6	3,280	2,525	1,87	21,33	4,07
2,0	3,280	2,565	1,87	21,33	4,14
2,4	3,285	2,590	2,00	20,06	3,92
2,8	3,325	2,620	2,50	16,24	3,17
3,2	3,340	2,655	2,69	15,18	2,99
3,6	3,365	2,690	3,00	13,70	2,72
4,0	3,390	2,720	3,31	12,50	2,49
4,4	3,470	2,785	2,50	16,93	3,37
4,8	3,520	2,815	2,88	14,93	2,96
5,2	3,570	2,840	3,05	12,44	2,46
5,6	3,575	2,865	3,56	12,24	2,44
6,0	3,660	2,925	3,40	13,25	2,60
6,4	3,580	2,970	3,65	12,38	2,48
6,8	3,920	3,085	4,10	11,66	2,28
7,2	4,010	3,215	4,45	10,99	2,19
7,6	4,105	3,285	4,60	10,88	2,16

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
7,2	4,175	3,290	4,55	11,19	2,19
6,8	4,175	3,290	4,50	11,31	2,22
6,4	4,175	3,280	4,40	11,57	2,26
6,0	4,175	3,280	4,35	11,70	2,28
5,6	4,175	3,270	4,25	11,98	2,33
5,2	4,175	3,270	4,20	12,12	2,36
4,8	4,175	3,270	4,00	12,73	2,48
4,4	4,175	3,270	3,75	13,58	2,64
4,0	4,160	3,270	3,37	15,05	2,94
3,6	4,160	3,270	3,37	15,05	2,94
3,2	4,160	3,270	3,37	15,05	2,94
2,8	4,120	3,250	3,87	12,98	2,54
2,4	4,100	3,250	4,00	12,50	2,46
2,0	4,085	3,230	3,94	12,55	2,48
1,6	4,030	3,215	4,25	11,56	2,29
1,2	3,835	3,175	3,31	14,13	3,51
0,8	3,810	3,085	3,62	12,84	2,58
0,4	3,650	3,000	3,60	14,84	3,03
0	3,535	2,860	3,56	12,10	2,43
0,4	3,505	2,890	3,56	12,01	2,46
0,8	3,505	2,930	3,56	12,01	2,49
1,2	3,514	2,975	3,45	12,42	2,61
1,6	3,540	3,015	3,15	13,70	2,9
2,0	3,575	3,015	3,20	13,62	2,86
2,4	3,595	3,100	3,20	13,70	2,94
2,8	3,610	3,205	3,25	13,55	2,99
3,2	3,735	3,215	3,20	14,23	3,04

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
3,6	3,755	3,235	3,06	14,96	3,20
4,0	3,805	3,280	3,10	14,97	3,21
4,4	3,840	3,305	3,15	14,87	3,18
4,8	3,905	3,340	3,20	14,88	3,16
5,2	3,975	3,360	3,43	14,13	2,97
5,6	4,025	3,395	3,48	14, 10	2,96
6,0	4,080	3,425	3,56	13,98	2,92
6,4	4,155	1,470	3,76	13,48	2,796
6,8	4,230	3,515	3,87	13,33	2,75
7,2	4,305	3,565	4,18	12,56	2,58
7,6	4,365	3,655	4,68	11,37	2,37
8,0	4,525	3,835	5,81	9,497	2,00
7,6	4,545	3,840	6,06	9,14	1,92
7,2	4,545	3,840	6,06	9)14	1,92
6,8	4,545	3,840	6,06	9,14	1,92
6,4	4,545	3,840	6,06	9,14	1,92
6,0	4,545	3,840	6,06	9,14	1,92
5,6	4,545	3,840	6,06	9,14	1,92
5,2	4,545	3,840	6,06	9,14	1,92
4,8	4,545	3,840	6,06	9,14	1,92
4,4	4,550	3,840	6,12	9,06	1,89
4,0	4,550	3,840	6,12	8,06	1,90
3,6	4,550	3,840	6,12	9,06	1,90
3,2	4,540	3,840	6,00	9,23	1,94
2,8	4,520	3,840	5,75	9,58	2,03
2,4	4,505	3,840	5,56	9,88	2,09
2,0	4,480	3,835	5,37	10,16	2,16

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
1,6	4,435	3,830	5,06	10,68	2,29
1,2	4,330	3,785	4,87	10,83	2,35
0,8	4,280	3,715	4,87	10,71	2,31
0,4	4,130	3,625	4,75	10,60	2,31
0	3,995	3,460	4,56	10,70	2,30
0,4	3,980	3,505	4,37	11,09	2,42
0,8	3,980	3,530	4,37	11,09	2,44
1,2	3,980	3,570	4,37	11,09	2,47
1,6	3,980	3,605	4,37	11,09	2,49
2,0	3,995	3,630	4,56	10,68	2,41
9,0	4,030	3,650	5,00	9,83	2,21
2,8	4,050	3,680	5,00	9,88	2,23
3,2	4,105	3,735	5,30	9,42	2,13
3,6	4,125	3 800	5,48	9,18	2,10
4,0	4,165	3,825	5,68	8,43	2,04
4,4	4,230	3,860	5,56	9,38	2,12
4,8	4,275	3,885	5,81	8,97	2,02
5,2	4,340	3,915	5,75	9,20	2,06
5,6	4,390	3,945	5,87	9,11	2,03
6,0	4,445	3,980	6,94	9,13	2,04
6,7	4,480	4,040	6,00	9,10	2,04
6,8	4,550	4,080	6,12	9,05	2,02
7,2	4,600	4,125	6,75	8,31	1,85
7,6	4,725	4,220	6,56	8,78	1,95
8,0	4,825	4,370	7,06	8,36	1,87
8,4	4,990	4,615	8,25	7,75	1,69

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
8,0	5,025	4,605	8,69	7,05	1,61
7,6	5,025	4,605	8,69	7,05	1,61
7,2	5,040	4,160	8,62	7,15	1,62
6,8	5,025	4,615	8,31	7,37	1,68
6,4	5,025	4,615	8,31	7,37	1,68
6,0	5,030	4,615	8,32	7,43	1,69
5,6	5,030	4,615	8,32	7,43	1,69
5,2	5,030	4,615	8,32	7,43	1,69
4,8	5,030	4,615	8,32	7,43	1,69
4,4	5,030	4,615	8,32	7,43	1,69
4,0	5,005	4,620	7,94	7,69	1,76
3,6	5,000	4,620	8,00	7,62	1,75
3,2	4,980	4,615	7,87	7,71	1,77
2,8	5,915	4,605	7,68	7,80	1,81
2,4	4,860	4,590	7,62	7,77	1,82
2,0	4,850	4,555	7,75	7,68	1,78
1,6	4,760	4,510	7,45	7,74	1,82
1,7	4,645	4,460	7,35	7,62	1,82
0,8	4,560	4,400	7,37	7,54	1,81
0,4	4,450	4,300	7,37	7,35	1,77
0	4,290	4,195	7,12	7,34	1,78
0,4	4,265	4,155	7,19	7,24	1,75
0,8	4,275	4,205	7,31	7,13	1,74
1,2	4,305	4,225	7,69	6,83	1,66
1,6	4,325	4,250	7,94	6,64	1,62
2,0	4,350	4,280	8,12	6,53	1,59
2,4	4,375	4,290	8,44	6,32	1,54

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
2,8	4,420	4,335	8,12	6,63	1,62
3,2	4,470	4,355	8,25	6,61	1,60
3,6	4,520	4,385	8,12	6,78	1,64
4,0	4,580	4,415	8,37	6,67	1,59
4,4	4,590	4,460	8,50	6,58	1,59
4,8	4,665	4,505	8,56	6,64	1,59
5,2	4,745	4,540	8,56	6,76	1,61
5,6	4,790	4,605	8,87	6,58	1,57
6,0	4,840	4,640	9,00	6,56	1,56
6,4	4,895	4,745	9,31	6,41	1,54
6,8	4,965	4,790	9,44	6,41	1,54
7,2	5,055	4,865	9,69	6,36	1,52
7,6	5,070	4,925	9,87	6,26	1,51
8,0	5,185	5,025	9,81	6,44	1,55
8,4	5,305	5,300	10,00	6,43	1,59
8,8	5,430	5,525	10,75	6,16	1,56
8,4	5,445	5,535	10,94	6,07	1,53
8,0	5,415	5,535	10,94	6,07	1,53
7,6	5,415	5,535	10,94	6,07	1,53
7,2	5,415	5,525	10,94	6,07	1,53
6,8	5,450	5,510	11,00	6,04	1,52
6,4	5,450	5,510	11,00	6,04	1,52
6,0	5,450	5,510	11,00	6,04	1,52
5,0	5,435	5,485	10,81	6,13	1,54
5,2	5,435	5,485	10,81	6,13	1,54
4,8	5,430	5,465	10,75	6,16	1,54
4,4	5,430	5,465	10,75	6,16	1,54

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
4,0	5,430	5,445	10,75	6,16	1,54
3,6	5,400	5,435	10,37	6,35	1,59
3,2	5,395	5,400	10,44	6,30	1,57
2,8	5,375	5,390	10,50	6,24	1,55
2,4	5,315	5,360	10,56	6,13	1,54
2,0	5,265	5,315	10,31	6,23	1,56
1,6	5,190	5,265	10,37	6,10	1,54
1,2	5,085	5,225	10,44	5,44	1,51
0,8	5,040	5,265	15,25	5,99	1,55
0,4	4,865	5,065	10,44	5,68	1,47
0	4,690	4,935	10,25	5,58	1,46

0,4	4,650	4,915	10,37	5,46	1,43
0,8	4,650	4,915	10,37	5,40	1,43
1,2	4,650	4,345	10,37	5,40	1,44
1,6	4,650	4,985	10,37	5,40	1,45
2,0	4,720	5,005	10,87	5,29	1,39
2,4	4,735	5,035	10,69	5,40	1,43
2,8	4,780	5,075	10,75	5,42	1,43
3,2	4,845	5,110	10,94	5,40	1,42
3,6	4,875	5 175	10,81	5,49	1,44
4,0	4,900	1,185	11,15	5,37	1,41
4,4	4,960	5,225	10,87	5,56	1,45
4,8	4,985	5,240	11,06	5,49	1,43
5,2	5,045	5,265	11,31	5,44	1,41
5,6	5,115	5,295	11, 19	5,57	1,43
6,0	5,170	5,325	11,25	5,60	1,43
6,4	5,210	5,360	11,50	5,52	1,41

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
6,8	5,270	5,395	11,12	5,78	1,47
7,2	5,340	5,440	11,62	5,60	1,42
7,6	4,485	5,800	11,56	5,71	1,52
8,0	5,500	5,925	11,75	5,71	1,52
8,4	5,575	6,040	11,94	5,69	1,53
8,8	0,715	6,185	12,69	5,49	1,48
9,2	5,865	6,410	13,06	5,47	1,49
8,8	5,890	6,465	13,37	5,37	1,46
8,4	5,945	6,570	13,44	5,39	1,48
8,0	5,945	6,560	13,44	5,39	1,48
7,6	5,945	6,560	13,44	5,39	1,48
7,2	5,945	6,550	13,44	5,39	1,48
6,8	5,945	6,550	13,44	5,39	1,48
6,4	5,945	6,540	13,44	5,39	1,48
6,0	5,945	6,530	13,44	5,39	1,48
5,6	5,945	6,530	13,44	5,39	1,48
5,2	5,915	6,530	13,06	5,52	1,48
4,8	5,915	6,520	13,06	5,52	1,51
4,4	5,895	6,500	12,80	5,61	1,54
4,0	5,895	6,495	12,81	5,61	1,53
3,6	5,885	6,475	12,94	5,55	1,51
3,2	5,865	6,460	12,94	5,53	1,51
2,8	5,840	6,435	12,75	5,59	1,53
2,4	5,785	6,300	12,94	5,45	1,54
2,0	5,725	6,260	12,94	5,39	1,47
1,6	5,645	6,205	12,81	5,37	1,48
1,2	5,515	6,120	12,93	5,20	1,43

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
0,8	5,435	6,080	13,06	5,07	1,40
0,4	5,265	5,940	12,94	4,96	1,39
0	5,090	5,805	12,62	4,92	1,39
4,0	5,030	5,035	13,25	4,63	1,31
0,8	5,015	5,755	13,19	4,64	1,32
1,2	5,025	5,785	13,19	4,65	1,33
1,6	5,055	5,820	13,44	4,59	1,31
2,0	5,080	5,840	13,50	4,59	1,31
2,4	5,085	5,880	13,56	4,57	1,31
2,8	5,175	5,915	19,69	4,61	1,31
3,2	5,205	5,948	13,80	4,59	1,30
3,6	5,225	5,980	14,06	4,53	1,29
4,0	5,315	6,015	14,31	4,53	1,27
4,7	5,385	6,160	14,44	4,55	1,29
4,8	5,395	6,210	14,56	4,52	1,29
5,2	5,455	6,255	14,69	4,53	1,29
5,6	5,540	6,285	15,62	4,32	1,22
6,0	5,560	6,345	15,87	4,27	1,21
6,4	5,595	6,425	15,69	4,35	1,21
6,8	5,650	6,510	15,88	4,31	1,24
7,2	5,690	6,600	16,37	4,24	1,24
7,6	5,735	6,720	16,44	4,25	1,24
8,0	5,815	7,005	16,80	4,22	1,26
8,4	5,850	7,135	17,31	4,12	1,25
8,8	5,895	7,395	17,80	4,03	1,26
9,2	6,020	7,640	19,10	3,84	1,21
9,6	6,106	7,050	20,06	3,71	1,06

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
9,2	6,135	7,040	20,44	3,66	1,04
8,8	6,140	7,040	20,50	3,65	1,04
8,4	6,140	7,040	20,50	3,65	1,04
8,0	6,140	7,040	20,50	3,65	1,04
7,6	6,145	7,030	20,56	3,64	1,03
7,2	6,145	7,030	20,56	3,64	1,03
6,8	6,150	7,025	20,60	3,64	1,03
6,4	6,150	7,005	20,60	3,64	1,02
6,0	6,155	7,005	20,69	3,63	1,03
5,6	6,155	7,005	20,69	3,63	1,02
5,2	6,155	6,995	20,69	3,63	1,02
4,8	6,155	6,985	20,69	3,63	1,02
4,4	6,160	5,745	20,75	3,62	0,84
4,0	6,160	5,745	20,75	3,62	0,85
3,6	6,160	6,975	20,75	3,62	1,02
3,2	6,160	6,975	20,75	3,62	1,02
2,8	6,160	6,975	20,75	3,62	1,01
2,4	6,160	6,935	20,75	3,62	1,01
2,0	6,160	6,905	20,75	3,62	1,01
1,6	6,155	6,875	20,68	3,63	1,01
1,2	6,070	6,855	19,62	3,77	1,06
0,8	5,950	6,800	19,50	3,72	1,06
0,4	5,810	6,670	20,00	3,54	1,01
0	5,470	6,585	18,12	3,68	1,09
0,4	5,365	6,480	17,68	3,70	1,11
0,8	5,365	6,475	17,68	3,70	1,11
1,2	5,420	7,095	17,87	3,67	1,20
1,6	5,420	7,325	18,37	3,60	1,21

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
2,0	5,470	7,350	19,00	3,31	1,17
2,4	5,500	7,380	19,37	3,46	1,15
2,8	5,515	7,420	19,56	3,44	1,15
3,2	5,515	7,420	19,56	3,44	1,16
3,6	5,530	7,515	19,75	3,41	1,15
4,0	5 555	7,580	20,06	3,38	1,14
4,4	5,595	7,630	20,56	3,19	1,12
4,8	5,610	7,685	20,75	3,30	1,12
5,2	5,655	7,7435	21,31	3,23	1,10
5,6	5,670	7,800	21,50	3,22	1,10
6,0	5,685	7,855	21,70	3,20	1,10
6,4	5,790	7,935	20,70	3,40	1,16
6,8	5,815	8, 020	21,06	3,37	1,15
7,2	5,900	8,1050	22,12	3,25	1,11
7,6	5,985	8,215	22,10	3,30	1,12
8,0	6,020	8,325	22,65	3,25	1,11
8,4	6,130	8,535	22,80	3,27	1,13
8,8	6,175	8,675	23,30	3,23	1,13
9,2	6,260	8,905	22,75	3,35	1,19
9,6	6,345	9,065	22,80	3,39	1,20
10,0	6,435	9,040	23,95	3,28	1,14
9,6	6,435	9,040	23,95	3,28	1,14
9,2	6,435	9,040	23,95	3,28	1,14
8,8	6,435	9,040	23,95	3,28	1,14
8,4	6,435	9,040	23,95	3,28	1,14
8,0	6,403	9,045	23,90	3,28	1,15
7,6	6,403	9,045	23,90	3,28	1,15
7,3	6,425	9,045	23,80	3,29	1,15
6,8	6,425	9,045	23,80	3,29	1,15

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
6,4	6,420	9,045	23,75	3,30	1,15
6,0	6,410	9,030	2,387	3,27	1,15
5,6	6 410	9,030	2,387	3,29	1,15
5,2	6,410	9,035	23,81	3,28	1,15
4,8	6,37	9,025	24,25	3,20	1,13
4,4	6,37	9,026	24,19	3,21	1,13
4,0	6,36	9,016	24,19	3,20	1,13
3,6	6,36	9,016	24,19	3 20	1,13
3,2	6,31	8,996	24,69	3,11	1,10
2,8	6,28	8,993	24,88	3,08	1,10
2,4	6,26	8,975	25,25	3,023	1,08
2,0	6,22	8,960	25,50	2,98	1,06
1,6	6,19	8,930	25,88	2,92	1,05
1,2	6,13	8,895	26,38	2,83	1,02
0,8	6,09	8,855	26,69	2,78	1,00
0,4	6,02	8,790	27,38	2,68	0,97
0	5,94	8,685	28,13	2,58	0,93
0,4	5,82	8,480	29,19	2,43	0,88
0,8	5,82	8,445	29,25	2,43	0,87
1,2	5,83	8,435	29,31	2,42	0,87
1,6	5,87	8,555	28,94	2,47	0,88
2,0	5,88	8,445	29,06	2,47	0,88
2,4	5,88	8,445	29,13	2,46	0,88
2,8	5, 98	8,645	28,00	1,60	0,94
3,2	5,99	8,700	28,06	2,60	0,94
3,6	6,015	8,745	27,94	2,63	0,95
4,0	6,045	8,790	27,56	2,67	0,97
4,4	6,080	8,835	27,38	1,71	0,98
4,8	6,100	8,875	27,13	1,74	0,99

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
5,2	6,120	8,910	27,19	1,74	0,99
5,6	6,155	8,955	26,81	2,79	1,01
6,0	6,170	9,025	26,75	2,81	1,02
6,4	6,20	9,175	26,50	2,85	1,05
6,8	6,245	9,185	26,19	2,90	1,06
7,2	6,270	9,225	25,94	2,95	1,08
7,6	6,290	9,310	25,81	2,97	1,09
8,0	3,315	9,355	25,81	2,98	1,098
8,4	6,355	9,515	25,38	3,05	1,14
8,8	6,385	9,585	25,38	3,07	1,14
9,2	6,445	9,800	24,88	3,16	1,19
9,6	6,485	10,035	24,50	3,23	1,24
10,0	6,565	10,046	23,81	3,36	1,33
10,4	6,650	11,030	23,19	3,50	1,44
10,0	6,650	11,035	23,19	3,50	1,44
9,6	6,650	10,960	23,19	3,50	1,43
9,2	6,655	10,995	23,19	3,50	1,44
8,8	6,655	10,995	23,19	3,50	1,44
8,4	6,640	10,990	23,13	3,50	1,44
8,0	6,645	10,995	23,13	3,50	1,44
7,6	6,645	10,995	23,13	3,50	1,44
7,2	6,645	10,995	23,13	3,50	1,44
6,8	6,640	10,985	23,06	3,51	1,44
6,4	6,640	10,985	23,06	3,51	1,44
5,0	6,635	10,980	23,06	3,50	1,44
5,6	6,615	10,980	23,00	3,50	1,45
5,2	6,615	10,980	23,05	3,50	1,45
4,8	6,615	10,980	23,05	3,50	1,45
4,4	6,605	10,985	23,05	3,49	1,44

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
4,0	6,605	10,985	23,05	3,49	1,44
3,6	6,565	10,985	23,25	3,44	1,43
3,2	6,565	10,985	23,05	3,44	1,43
2,8	6,515	10,975	23,56	3,37	1,41
2,4	6,495	10,965	24,81	3,32	1,395
2,0	6,455	10,900	24,06	3,27	1,37
1,6	6,425	10,890	24,44	3,20	1,35
1,2	6,360	10,875	24,63	3,15	1,34
0,8	6,265	10,855	25,56	2,98	1,29
0,4	6,180	10,770	26,38	2,86	1,24
0	6,055	10,735	27,75	2,66	1,17
0,4	6,035	10,735	28,19	2,61	1,15
0,8	6,040	10,770	28,19	2,61	1,16
1,2	5,875	10,755	31,06	2,30	1,05
1,6	6,075	10,790	28,56	2,59	1,15
2,0	6,110	10,885	28,06	2,65	1,17
2,4	6,120	10,885	27,94	2,67	1,18
2,8	6,155	10,940	27,56	2,72	1,20
3,2	6,155	10,985	27,56	2,72	1,21
3,6	6,205	11,015	27,13	2,79	1,23
4,0	6,220	11,015	26,88	2,82	1,24
4,4	6,255	11,075	26,81	2,84	1,25
4,8	6,255	11,090	26,81	2,84	1,25
5,2	6,335	11,150	26,63	2,899	1,27
5,6	6,330	11,215	26,63	2,839	1,28
6,0	6,370	11,245	26,19	2,96	1,30
6,4	6,395	11,245	25,94	3,00	1,31
6,8	6,420	11,365	25,56	3,06	1,35

Продолжение табл. 2.16*

F , кН	s , мм	u , мм	$i \times 10^{-3}$	\bar{x}_c	\bar{z}_c
7,2	6,425	11,365	25,56	3,06	1,35
7,6	6,465	11,535	25,25	3,12	1,38
8,0	6,560	11,630	25,25	3,12	1,395
8,8	6,530	11,730	24,81	3,21	1,43
9,2	6,605	12,090	24,38	3,30	1,50
9,6	6,625	12,225	24,38	3,31	1,52
10,0	6,675	12,560	24,13	3,37	1,58
10,4	6,075	12,355	24,63	3,40	1,64
10,8	Разрушение	—	—	—	—

Таблица 2.17

F_{\max} , кН	\bar{x}_c	\bar{z}_c	\bar{x}_c	\bar{z}_c
	при максимальной нагрузке		при полной разгрузке	
5,6	47,20	6,24	78,05	10,85
6,0	53,07	7,89	78,15	10,85
6,4	31,57	5,01	79,56	11,50
6,8	23,03	4,04	42,08	7,07
7,2	12,12	2,27	22,30	4,07
7,6	10,88	2,16	12,10	2,43
8,0	9,05	2,00	10,70	2,30
8,4	7,37	1,68	7,34	1,78
8,8	6,16	1,56	5,58	1,46
9,2	5,47	1,49	4,92	1,39
9,6	3,71	1,06	3,68	1,09
10,0	3,28	1,14	2,58	0,93
10,4	3,50	1,44	2,66	1,17
10,8	3,40	1,64	Разрушение	

Таблица 2.18

F , кН	s_{ts} , мм	s_p , мм	s_{e_s} , мм	u_{ts} , мм	u_p , мм	u_{e_s} , мм	$i_t \times 10^{-3}$	$i_p \times 10^{-3}$	$i_e \times 10^{-3}$
0,8	0,02	0,02	0,00						
1,2	0,04	0,06	-0,02						
1,6	0,14	0,14	0,00						
2,0	0,27	1,28	0,00						
2,4	0,45	0,46	-0,01						
2,8	0,61	0,61	0,00						
3,2	0,77	0,74	0,03						
3,6	1,00	0,93	0,07						
4,0	1,04	1,07	-0,03						
4,4	1,47	1,30	0,17						
4,8	1,75	1,49	0,26						
5,2	2,05	1,95	0,10						
5,6	2,48	2,30	0,18						
6,0	2,72	2,40	0,32	1,63	1,34	0,29	1,62	0,37	1,25
6,4	3,07	2,67	0,40	1,87	1,66	0,21	1,19	0,44	0,75
6,8	3,42	3,02	0,40	2,33	2,04	0,29	1,25	0,87	0,88
7,2	3,66	3,31	0,35	2,76	2,43	0,33	3,69	1,81	1,88
7,6	4,10	3,53	0,57	3,28	2,86	0,42	4,60	3,56	1,04
8,0	4,52	3,99	0,53	3,83	3,46	0,37	5,81	4,56	1,36
8,4	4,99	4,29	0,70	4,61	4,19	0,42	8,25	7,12	1,13
8,8	5,43	4,69	0,74	5,52	4,93	0,59	10,75	10,25	0,50
9,2	5,86	5,09	0,77	6,41	5,80	0,61	13,06	12,62	0,44
9,6	6,10	5,47	0,63	7,05	6,58	0,47	20,06	18,12	1,94
10,0	6,43	5,94	0,49	9,04	8,68	0,36	23,95	28,13	-4,18
10,4	6,65	6,06	0,60	11,03	10,73	0,30	23,19	27,75	-3,51
10,8	6,87	—	—	13,35	—	—	24,63	—	—

Развитие усталостных трещин в фундаментах. В подземных конструкциях, эксплуатирующихся в условиях неагрессивной среды, появление усталостных трещин не означает выхода этих конструкций из строя. Элементы с трещинами могут эксплуатироваться длительное время, а снижение эксплуатационных нагрузок может существенно повысить долговечность и приостановить рост трещин.

В фундаментах появление трещин может вызвать коррозию арматуры и бетона. Согласно СНиП 2.03.01–84 предельно допустимая ширина раскрытия трещин при переменном уровне грунтовых вод $a_{\text{срс}} = 0,3$ мм и $a_{\text{срс}} = 0,2$ мм. Фактическая ширина раскрытия трещин в фундаментах эксплуатируемых зданий неизвестна. Учитывая относительно низкий уровень работ нулевого цикла, вероятность появления трещин в фундаментах довольно высока. При проектировании конструкций, и в том числе фундаментов, работающих на воздействие многократно повторной нагрузки при расчете по 1 группе предельных состояний вводят коэффициенты условий работы арматуры γ_{s3} и бетона γ_{b1} . Коэффициент γ_{s3} принимают в зависимости от коэффициента асимметрии цикла ρ_c и класса арматуры, коэффициент γ_{b1} – от коэффициента асимметрии цикла ρ_c и состояния бетона по влажности. При расчете фундаментов под стены и колонны эти коэффициенты, как правило, не учитывают.

Выводы:

1. Часто конструкции зданий и сооружений и основания подвергаются многократному действию нагрузок (технологических в силосах, бункерах, резервуарах, крановой, ветровой, снеговой, волновой и др.). Постепенное накопление остаточных деформаций нарушает условия эксплуатации. При проектировании необходимо ограничить накопленные остаточные перемещения в течение расчетного периода эксплуатации или обеспечить стабилизацию деформаций. Для оснований необходимо, в первую очередь, ограничить величины относительной разности осадок соседних фундаментов.

Стабилизация деформаций конструкций часто наступает после 10 циклов загрузений при их уровнях до 0,9, в то время, как в грунтах, стабилизации за этот период не происходит, выполненные нами исследования подтверждают это.

2. Перемещения штампов и модели фундаментов возрастали с увеличением числа циклов, амплитуды и уровня нагрузки, длительности ее действия, продолжительности цикла нагружения (при $f \leq 2$ циклов/с), с уменьшением относительной плотности основания.

3. Остаточные перемещения штампов увеличивались с ростом числа циклов стабилизации. При $0 \leq n \leq 100$ скорости перемещений

постепенно уменьшались. При нагрузках, предшествующих разрушению, скорости перемещений возрастали, в промежутке между этими граничными особенностями скорости перемещений были примерно, постоянными при $F = \text{const}$ и увеличении N . Причиной роста перемещений без стабилизации является постепенная переориентация частиц, разрушение контактных зацеплений и зерен. Контрольный рассев песка показал, что после проведения циклических испытаний происходило уменьшение размера фракций до 6%.

Упругие перемещения возрастали с увеличением амплитуды и уровня нагрузки, но не превышали 0,12 мм.

4. Подобно [8] зависимость перемещений от логарифма числа циклов хорошо описывается степенной функцией вида $u_N^M = a + b(\lg N)^n$, где u_N^M – текущие перемещения после N циклов на этапе нагружения; a , b и n – параметры.

5. При циклических воздействиях на нагруженное в определенное время основание происходит изменение его характеристик (φ и E), зависящее от относительной плотности грунта, уровня и амплитуды нагрузки, частоты и числа циклов, перераспределение внутренних напряжений и перемещений.

В процессе многократно повторного нагружения одновременно с развитием сдвиговых деформаций, микро- и макроразрушений структуры возрастает величина коэффициента поперечного расширения μ , достигая критического значения к моменту разрушения. Степень изменения характеристик грунта вследствие циклических нагружений может быть оценена коэффициентом, равным отношению характеристик после и до циклического воздействия.

В проведенных нами опытах скорость нарастания перемещений при статических нагружениях до и после циклического воздействия отличалась незначительно.

6. Деформации песка при первой сотне циклов нагружения являлись показателями скоростей перемещений последующих циклических нагружений.

7. Наблюдения за состоянием фундаментов и надземных конструкций зданий показали, что при действии циклических нагрузок в узлах сопряжений конструкций и по границам трещин происходит возвратно-поступательное движение отдельных жестких элементов с истиранием бетона, развитием трещин, ослаблением сопряжений и конструкций.

8. При циклическом воздействии материалы могут быть циклически разупрочняющимися (постепенное расширение петель пластического гистерезиса), циклически упрочняющимися (постепенное суже-

ние ширины петель) и циклически стабильные. Площадь петли гистерезиса равна необратимой работе деформирования в каждом цикле. Наличие петель гистерезиса свидетельствует о деформационной анизотропии материала. На протяжении определенного числа циклов характер деформационной анизотропии меняется.

В полевых опытах с буронабивными фундаментами на естественном основании имели место случаи циклического разупрочнения [12]. С увеличением уровня нагрузки скорости циклических перемещений несколько возрастали. Более существенное влияние на скорости перемещений оказывала величина коэффициента асимметрии цикла.

9. Дополним наши данные выводами, сделанными в [7, 8]. Показано, что независимо от вида грунта (галька, щебень, гравий, дресва, песок рыхлый и плотный) деформации, как и у нас, развивались в течение всего периода циклического воздействия (до 3 тыс. циклов). С увеличением размера частиц циклическая деформируемость уменьшалась. Грунты с хорошей окатанностью частиц меньше уплотняются. Уменьшение окатанности обуславливает формирование нестабильной системы, находящейся в неустойчивом состоянии. При циклическом нагружении происходит сканирование по различным участкам контактирующих частиц и поиск их оптимального взаиморасположения. Для грунтов из угловатых частиц значителен диапазон изменений структурных состояний. При циклических нагрузках происходит постепенное уменьшение угловатых контактов и увеличение площадных контактов.

Песчаные грунты, характеризующиеся большим числом вариантов изменения структуры, имеют большую длительность циклического деформирования, чем крупнообломочные грунты. Величины дополнительных остаточных деформаций существенно зависят от относительной плотности. Они уменьшались с увеличением начальной относительной плотности.

С увеличением частоты приложения нагрузки интенсивность накопления циклических деформаций возрастает. Накопление неупругих деформаций может нарушить условия эксплуатации. Необходимо обеспечить стабилизацию деформаций или прогнозировать длительную деформируемость и прочность на расчетный срок эксплуатации.

10. Совместное действие ползучести и усталости не рассматривалось. Одновременно с накоплением деформаций происходит и накопление дефектов. Разрушение наступает, как правило, раньше, чем при действии только циклической или только длительной статической нагрузки. Не рассматривалось поведение грунта при одновременном воздействии продольных и поперечных колебаний. Скорость ползуче-

сти зависит от множества факторов, в том числе от характеристик цикла. В ряде случаев происходит запаздывание ползучести.

11. Усталостная прочность грунта мало исследована. Учитывая достижения в этой области для металлов и сплавов, можно предположить, что на усталостную прочность существенное влияние оказывают такие факторы, как состав и влажность грунта, механические и физические характеристики основания, его структурно-текстурные особенности, наличие растворов, примесей в грунте и воде, характеристики цикла. Функция нагружения и уровень нагрузки, вид напряженного состояния, остаточные напряжения и перемещения, масштабный фактор и т.д. В процессе циклического нагружения изменяются характеристики грунта, зависимость напряжения от деформации.

12. При циклическом нагружении происходит разрушение частиц, изменение объема при сдвиге, переориентация частиц, снижение бокового трения при осевом вертикальном нагружении, увеличение ширины раскрытия трещин в фундаментах. Степень снижения бокового трения зависит от циклического перемещения, числа циклов, типа грунта и вида свай. Основная деградация бокового трения наблюдается на первых 10 циклах нагружения. Многократно повторное нагружение приводило к большим перемещениям, чем статическое при длительном действии нагрузки такого же уровня.

13. При повторных нагрузках не происходит полного закрытия трещин в железобетонных конструкциях. Величина остаточной ширины трещины зависит от уровня нагрузки, коэффициента асимметрии цикла, числа циклов нагружения.

Оценку усталостной долговечности производят по моменту появления усталостной трещины и по времени работы с трещиной до полного разрушения.

14. Ударное циклическое нагружение возникает при быстром приложении сил или перемещений. Компоненты тензора напряжений и деформаций зависят от [4] энергии и формы ударного импульса, амплитудно-частотных его характеристик, акустической жесткости и реологических параметров исследуемой среды, статической нагрузки. Генерирование и распространение волн напряжений способствуют возрастанию максимальных касательных напряжений по сравнению с напряжениями от статической нагрузки и увеличивают глубину их образования.

15. Статическое погружение после циклических воздействий, до определенного предела ($\Delta\bar{F} = 0,1 \dots 0,3$) не вызывает дополнительных перемещений. После превышения $\Delta\bar{F}$ перемещения снова увеличиваются с ростом нагрузки. Если циклическое нагружение выполняется

при достаточно высоких уровнях напряжений ($\bar{F} = 0,8..0,9$), то разрушение основания наступает раньше, чем при ступенчатом циклическом натяжении.

Чем выше начальная плотность грунта, тем меньше скорость перемещений за счет циклического приложения нагрузки, тем при меньших уровнях циклического нагружения может произойти разрушение, т.е. чем выше ρ , ρ_c , \bar{F} , тем раньше происходит циклическое разрушение по сравнению со статическим.

16. Расчетные характеристики грунта основания могут быть определены путем умножения на коэффициенты условий работы, зависящие от параметров циклического воздействия

$$\gamma_{tot} = \gamma\gamma_\gamma; \quad \varphi_{tot} = \varphi\varphi_\varphi; \quad c_{tot} = c\gamma_c; \quad E_{tot} = E\gamma_E.$$

Список литературы ко 2 главе

1. **Алексеев, В. М.** Влияние цикличности нагрузки на осадку резервуаров на просадочных грунтах / В. М. Алексеев, П. И. Калугин // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях. – Воронеж : ВПИ, 1990. – С. 4 – 12.

2. **Валовой, А. И.** Образование и раскрытие трещин в предварительно напряженных элементах при повторном нагружении / А. И. Валовой // Бетон и железобетон. – 1988. – № 12. – С. 6–7.

3. **Вронский, А. В.** Влияние многократно повторной нагрузки на осадку и крен заглубленного фундамента : тр. ин-та / А. В. Вронский, В. А. Ильиных, С. И. Яковлев // НИИ оснований и подземных сооружений. – 1986. – Вып. 86. – С. 67 – 80.

4. **Гусев, А. С.** Сопротивление усталости и живучесть конструкций при случайных нагрузках / А. С. Гусев. – М. : Машиностроение, 1989. – 248 с.

5. **Ефременко, С. Д.** Влияние влажности лессовых грунтов на их поведение при вибрационном воздействии / С. Д. Ефременко, Е. А. Вознесенский // Инженерная геология. – 1990. – № 4. – С. 19 – 23.

6. **Зарецкий, Ю. К.** Глубинное уплотнение грунтов узорными нагрузками / Ю. К. Зарецкий, М. Ю. Гарицелов. – М. : Энергоатомиздат, 1989. – 192 с.

7. **Зиангиров, Р. С.** Прогноз осадок сооружений при длительных многократно повторных нагрузках / Р. С. Зиангиров, В. Е. Курмес // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1987. – № 6. – С. 22 – 24.

8. **Зиангиров Р. С.** Закономерности деформирования крупнообломочных грунтов при циклическом нагружении / Р. С. Зиангиров и др. // Инженерная геология. – 1990. – № 1. – С. 33 – 43.

9. **Иванов, П. Д.** Грунты и основания гидротехнических сооружений / П. Д. Иванов. – М. : Высш. шк., 1991. – 447 с.
10. **Клименко, Ф. Е.** Соппротивление преднапряженных балок многократно повторяющейся нагрузке нестационарных режимов / Ф. Е. Клименко, В. Г. Кваша, И. В. Мельник // Бетон и железобетон. – 1992. – № 4. – С. 13 – 16.
11. **Коллинз, Д.** Повреждения материалов в конструкциях. Анализ, предсказания, предотвращения / Д. Коллинз ; пер. с англ. – М. : Мир, 1984. – 624 с.
12. **Леденев, В. В.** Экспериментальное исследование оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденев. – Воронеж : БГУ, 1985. – 165 с.
13. **Леденев, В. В.** Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденев. – Воронеж : БГУ, 1990. – 224 с.
14. **Маслов, Н. Н.** Динамическая устойчивость песчаных грунтов / Н. Н. Маслов. – М.–Л. : Госэнергоиздат, 1959. – 328 с.
15. **Минуль, Я.** Гистерезисное поведение мягких глин, разупрочняющихся в процессе динамического нагружения / Я. Минуль, В. Яньхуа // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – № 40. – С. 9 – 21.
16. **Программное** обеспечение исследований по механике грунтов и фундаментостроению / Дж. У. Э. Миллиган, Дж. Т. Хоусли, Ю. Окиси и др. ; под ред. В. М. Лиховцева. – М. : Стройиздат, 1981. – 528 с.
17. **Расторгуев, Б. С.** Перераспределение усилий в железобетонных конструкциях при малоцикловых воздействиях / Б. С. Расторгуев, С. В. Цепелев // Бетон и железобетон. – 1989. – № 10. – С. 16 – 18.
18. **СНиП 2.03.01–84.** Бетонные и железобетонные конструкции // Госстрой СССР. – М. : ЦНТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
19. **СНиП 2.02.01–83.** Основания зданий и сооружений.
20. **Сорочан, Е. А.** Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.
21. **Ставницер, Л. Р.** Лабораторные исследования устойчивости песчаного основания при вибрации / Л. Р. Ставницер, В. П. Карпенко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 1. – С. 26 – 28.
22. **Фаянс, В. Л.** О работе свай на повторяющиеся горизонтальные нагрузки / В. Л. Фаянс, П. И. Ястребов, И. Я. Лучковский и др. // Тр. ин-та НИИОСПа, 1980. – Вып. 72. – С. 37 – 48.
23. **Щербаков, Е. Н.** Прогнозирование ресурса конструкций, работающих при режимных нагружениях / Е. Н. Щербаков, Р. Мамажанов // Бетон и железобетон. – 1989. – № 8. – С. 22–23.

24. **Casagrande, A.** Lignefaction and Cyclicde Formation on Sands / A. Casagrande // Harvard Soil Mechanics Series, Cambridge, Massachusetts, 1976. – № 88. – P. 1 – 54.

25. **Chan, S.** Repeated Loading on Single Piles in Sand / S. Chan, T. H. Hanna // Journal of Geotechnical Engineering. – 1980. – V. 106, N 2. – P. 171 – 176.

26. **Hettler, A.** Verschiebungen von Lotrecht Mitting Belasteten Einxil Fundamenten und Horizontal Belasteten Pfahlen in Sand unter Schwellast / A. Hettler // Bauingenieur. – 1984. – N 59. – S. 351 – 355.

27. **Korech, H. W.** Axial Loaded Piles. Deep Foundation on Bored and Auger Riles / H. W. Korech, P. Schwarz // Rotterdam. – 1990. – P. 395 – 399.

28. **Menard, L.** La Consolidation Dynanique des Sols de Foundation / L. Menard // Annales de l' ITRTP. – 1974. – N 320. – P. 194 – 222.

29. **Poulos, H. G.** Cyolio Axial Analysis of Piles in Sand / H. G. Poulos // Journal of Geotechnical Engineering. – 1989. – V. 115, N 6. – P. 836 – 852.

30. **Sawioki, A.** Mechanics of a Sandy Subsoil Subjected to Ajelic Loading / A. Sawioki, W. Swidzinski // International Journal for Numerical Arid Analytical Methods in Geomechanic. – 1989. – V. 13. – P. 514 – 529.

31. **Joshimi, J.** Influence of Degree of Shear Stress Reversal in the Liguelfaction Rotential of Saturated Sand / J. Joshimi, H. Onoka // Soils and Foundations. – 1975. – V. 15, N 3. – P. 27 – 40.

Глава 3

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ВОЗВЕДЕНИЕ СООРУЖЕНИЙ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА

3.1. ОПЫТ ВОЗВЕДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА И ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ НИХ МАТЕРИАЛЫ

Подобно бетону, сопротивление грунта растяжению значительно меньше, чем сжатию. Наблюдения показали, что разрушение грунтов происходит вследствие сдвига отдельных объемов грунта. Одним из эффективных способов повышения несущей способности грунта является включение в основание сооружения различных материалов – армирование. Оно повышает сопротивление грунта растяжению и сдвигу, ограничивает боковые деформации. В качестве армирующих элементов используют органические, синтетические, металлические и каменные материалы. Новый строительный материал получил название «армированный грунт». Он имеет ряд преимуществ по сравнению с другими способами подготовки основания; используют готовые элементы, легко хранящиеся и монтируемые; большинство объема составляет грунт, имеющийся на месте или легко доставляемый из карьера; армированный грунт выдерживает неравномерные деформации без повреждений; имеется возможность возводить инженерные сооружения в сложных грунтовых условиях [4, 6, 7, 10, 13 – 16, 18, 20, 23 – 26, 28 – 32, 60, 61].

Известны случаи армирования оснований органическими материалами с глубокой древности. Так при строительстве Великой Китайской стены основание армировали ветками тамариска (200 г. до н. э.). Армирование применяли при возведении различных фортификационных сооружений. Металлические изделия использовали для усиления грунтов еще в XIX в. Так в Сухуми основание мельницы армировали металлическими полосами [10]. В начале XX в. Рид для армирования плотин в Калифорнии использовал металлические железнодорожные рельсы [56]. В 1925 году Манстер построил земляную подпорную стенку с армированием деревянным элементами [51].

Толчком к интенсивному возведению армированных сооружений послужило изобретение французского инженера А. Видаля, запатентованное в 1966 г. [58]. Идея Видаля состояла в создании композитного материала, образуемого грунтом и горизонтальными армирующими полосами, обладающими трением. Это изобретение нашло применение

в подпорных сооружениях и дорожных насыпях. Полосы укладывали горизонтальными рядами через равные промежутки. На них насыпали грунт, уплотняли его. К концам полос крепили ограждающую стенку элементы, например, из металлических полуцилиндров, железобетонных плит или других материалов. В качестве арматурных лент использовали оцинкованную сталь или алюминий толщиной в несколько миллиметров. Такую послойную укладку арматуры и грунта продолжали на требуемую высоту. Представление о таких подпорных стенах дается на рис. 3.1.

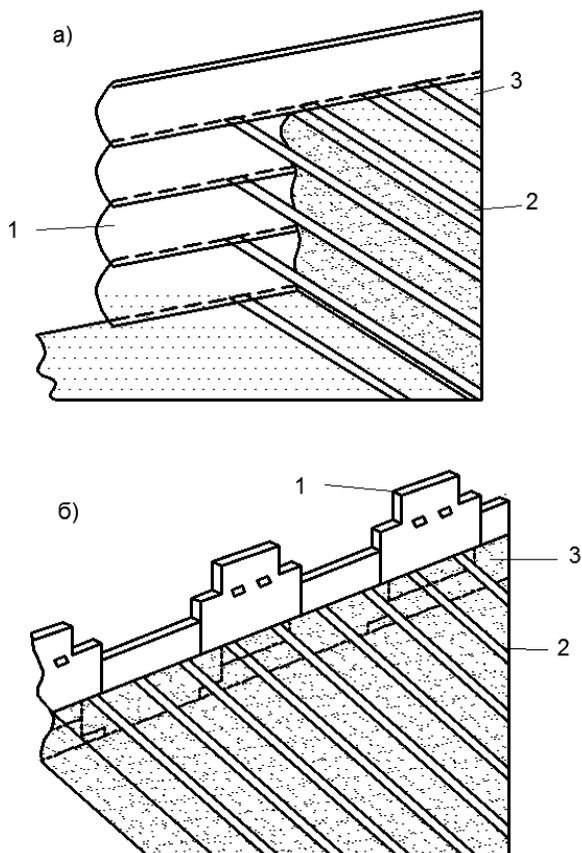


Рис. 3.1. Схема подпорной стенки из армированного грунта с металлической (а) и железобетонной (б) облицовками:
 1 – облицовка; 2 – армирующие элементы; 3 – насыпной грунт

Первая подпорная стена из армированного грунта была возведена в 1965 г. в Нормандии (Франция) для укрепления участка автострады [35]. Высота стены равнялась 11 м. Наружную волнистую облицовку и армирующие полосы выполняли из листов алюминиевого сплава. В 1970 году в качестве облицовки был применен железобетон [39]. В настоящее время самым высоким в мире сооружением (высота 40 м) из армированного грунта является подпорная стена плотины в г. Тарбела на севере Пакистана, возведенная в начале 1970-х гг. [10, 35].

Подпорные стены из армированного грунта построены во многих странах мира. Большой опыт накоплен во Франции, США, Саудовской Аравии, Великобритании, Канаде, Японии, Мексике, Австралии и других странах.

Имеется ряд преимуществ подпорных стен из армированного грунта по сравнению с традиционными конструкциями: простота и быстрота возведения; использование местного грунта; отсутствие контрфорсов; подкосов; исключение «мокрых» процессов; строительство в любых грунтовых условиях сооружений разного назначения (набережных, причалов, плотин, откосов, траншейных складов, хранилищ сжиженного газа и нефти и др.) и требуемой высоты (до 50 м); применение разнообразных армирующих элементов (полос, канатов, сеток, тканей, решеток, проволоки, волокон); использование облицовок из разных материалов (железобетона, пластмасс, оцинкованной и нержавеющей стали, алюминиевых, алюминиевомагниевого сплавов, геотекстиля), часто имеющих выраженную архитектурную форму); меньшая чувствительность к неравномерным деформациям основания; достаточно высокая долговечность до 100 – 120 лет.

Для повышения шероховатости поверхности армирующих полос применяют оцинкованные ребристые полосы с поперечными ребрами. Высота ребер 3 мм, шаг – 50...120 мм. Коэффициент трения между полосами и грунтом принят равным 1,0. Наличие ребер повышает сцепление полос с грунтом в 2–3 раза. Для ребристых полос предельными силами сцепления являются силы сопротивления сдвигу грунта по грунту.

Для антикоррозионной защиты применяют цинкование слоем не менее 50 мкм, покрытие смесью эпоксидной и каменноугольной смолы и др. Высокую коррозионную стойкость имеют нержавеющие стали, геотекстиль из полиэфира, полиамида, полиэтилена, полипропилена, поливинилхлорида. В то же время полимерные материалы обладают повышенной ползучестью. Это необходимо учитывать при определении срока службы конструкции. Ползучесть нетканых материалов много выше, чем тканых.

Армирующий материал и армированный грунт испытывают на растяжение, разрыв, вырыв, продавливание, фильтрацию, усталость, ползучесть, трение и др. Длину зоны армирования часто назначают не менее $0,8h$ и не менее 5 м, где h – высота подпорной стены.

Сейчас в 97 странах мира построено около 7 тыс. сооружений с применением армирования. В основном это подпорные сооружения и покрытия дорог. Армированный грунт нашел применение при строительстве береговых устоев, плотин, траншейных складов, при усилении оснований, фундаментов зданий и сооружений (рис. 3.2).

К армированному грунту относят и естественные массивы, армированные металлическими или железобетонными сваями или анкерами. Примером такой конструкции являются сваи. Пространственную

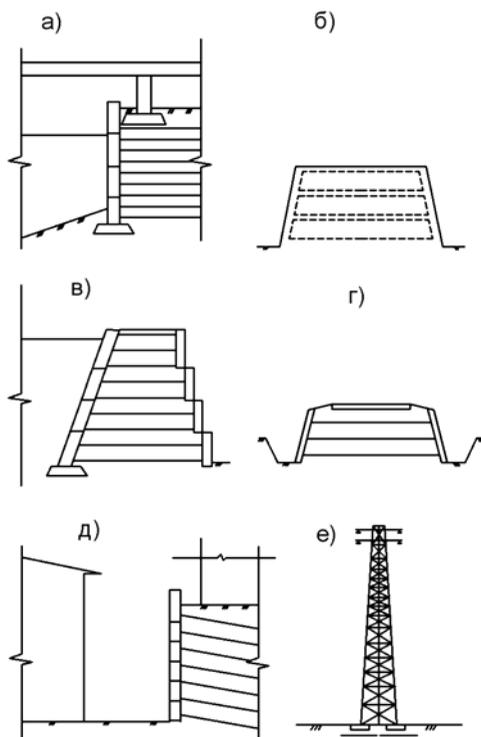


Рис. 3.2. Примеры использования армированного основания при строительстве:

а – береговых устоев; *б* – насыпей; *в* – плотин; *г* – дорог;
д – фундаментов в стесненных условиях; *е* – высотных сооружений

решетку здесь образуют наклонные цилиндрические железобетонные сваи. Как отмечается в [38], важнейшим преимуществом этой, укрепляющей основание системы, является то, что не производят выемку грунта.

Для повышения несущей способности основания фундаментов или грунтовых сооружений применяют тьюфяки из геоячеек [43]. Они способствуют повышению прочности и жесткости массива, разгружают подстилающий слой. Геосетки применяют в строительстве с начала 1980-х гг. Их изготавливают из синтетических материалов на полимерной основе, например из полиэтилена. Сетки обладают рядом преимуществ по сравнению с рулонными синтетическими материалами: более высокими коэффициентами трения и сцепления, более высокой жесткостью и меньшей стоимостью. Область применения сеток может быть ограничена, когда вертикальные напряжения и деформации невелики.

В качестве армирующих элементов часто используют арматурные стержни. В [50] описана технология возведения подпорной стены при армировании стержнями диаметром 12 мм класса А300. Стержни попарно соединяли поперечными стержнями такого же диаметра, как и продольные, или меньшего диаметра. Шаг стержней в горизонтальных рядах составлял 1 м, по высоте – 80 см. Стержни защищены от коррозии стеклотканью и горячим битумом.

Союздорпроект разработал безконусные лежневые устои (рис. 3.3) при армировании грунта металлическими сетками или пластинками [30].

К материалу арматуры предъявляют несколько основных требований: коррозионная стойкость и минимальная стоимость, прочность и сопротивление ползучести, легкость в обращении, высокий коэффициент трения. Этим требованиям в разной степени отвечают оцинкованные стали, стекловолокно, пластик, полимерные волокна, алюминиевые сплавы, резина. Стали иногда покрывают эпоксидными или каменноугольными смолами. По американским нормам минимальная толщина слоя цинка составляет 50 мкм. Как показали исследования М. Дарбела, Ж. М. Жайу, Ж. Монтюэля, долговечность слоя цинка толщиной 80 мкм составляет 10 лет для наиболее агрессивных грунтов и более 70 лет при незначительной агрессивности грунтов [42]. Для арматуры из пластмасс необходимо знать реологические характеристики: ползучесть, длительную прочность, старение. При значительных растягивающих усилиях используют стержни из нержавеющей стали диаметром 40...120 мм, стекловолокно, усиленное стальными нитями [8]. В Индии в качестве армирующих элементов используют бамбук, полиэтилен, полипропилен, поливинилхлорид и стали с высоким сопротив-

лением разрыву [55]. Сравнительная оценка эффективности применения различных материалов показала, что применение сталей в большинстве случаев предпочтительнее. Синтетические материалы имеют значительное удлинение при разрыве и большую ползучесть.

Сравнительные данные свойств материалов для армированного грунта приведены в табл. 3.1.

В практике иногда применяют дисперсное армирование. Грунты армируют короткими или длинными волокнами, хаотически или ориентированно расположенными. Рекомендуют базальтовые синтетические и растительные волокна. Показано, что дисперсное армирование увеличивает осадки до 60%.

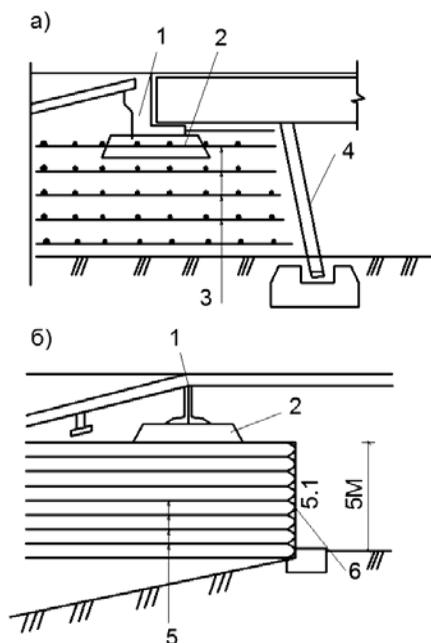


Рис. 3.3. Варианты лежневых безконусных устоев:

- a* – устой из грунта, армированного металлическими сетками;
- б* – устой из грунта, армированного геотекстилем;
- 1* – лежневый устой; *2* – щебеночная подушка; *3* – анкерные тяги;
- 4* – тонкая стенка; *5* – полотнища из стеклопластика;
- б* – облицовка на металлической сетке

Таблица 3.1

Материалы для армирования грунтов	Стоимость	Особенность обращения	Качество засыпки	Коррозионная стойкость
Оцинкованная мягкая сталь	Низкая до умеренной	Обладает тяжелым весом, требуется осторожность	Умеренное	Хорошая
Алюминий и сплавы	То же	Обладает малым весом, требует осторожного обращения	Повышенное	Удовлетворительная
Нержавеющая сталь	Высокая	Требует осторожность	Умеренное	Отличная, исключая анаэробные условия
НАСВ	Средняя	То же	Имеет небольшое значение	Отличная (без перегрузки)
Текстиль	Низкая	Обладает малым весом, но подвержен ветровому воздействию	Умеренное	То же
Геосетка	Низкая до умеренной	Требует осторожность	Не имеет значения	Хорошая

В качестве засыпки могут применяться как связные, так и несвязные грунты. Значение эффективного угла внутреннего трения в Великобритании принимают $\varphi \geq 25^\circ$, во Франции $\varphi \geq 20^\circ$. Степень неоднородности для несвязного грунта $c_u \geq 5$. Значение водородного показателя рН, максимального содержания ионов хлора, общее содержание SO_3 , электрическое сопротивление зависит от вида армирующего материала. Для гальванизированной стали рН = 6...9, $cl = 0,05\%$, $SO_2 = 0,5$, сопротивление – 5000 Ом·см. Коэффициенты трения между грунтом и арматурой оценивали коэффициентом $\mu = \alpha' \operatorname{tg} \varphi$, где α' – коэффициент,

зависящий от вида материала засыпки и арматуры, гранулометрического состава грунта засыпки.

Во Франции [10] при гладкой арматуре рекомендуют не более 15% по массе частиц с размером не более 0,075 мм; не более 25% по массе частиц крупнее 1500 мм, не допускают включений крупнее 150 мм. Для рифленой арматуры принимают не более 15% по массе частиц мельче 0,015 мм, не более 25% по массе частиц крупнее 150 мм и не должно быть включений крупнее 350 мм. Плотность грунта засыпки должна быть не менее 95% от максимальной, а коэффициент трения между грунтом и арматурой – не менее 0,35.

В Англии грунты засыпки разделяют на два типа: на обладающие только трением и обладающие трением и сцеплением. К первому типу относят грунты, содержащие не более 10% частиц, проходящих через сито с размерами отверстий 0,0063 мм. Ко второму – более 10% частиц, проходящих через то же сито, и не более 10% частиц размером 0,002 мм. Кроме того, влажность на границе текучести не должна превышать 45%, и на границе раскатывания – 20% (в США – не более 6%).

Влажность грунта в пределах 6...10% обеспечивает удовлетворительные условия для строительства и эксплуатации армированных оснований и сооружений. Допускаемая влажность грунта засыпки – в 1,2–1,3 раза превосходящая границу пластичности.

Важное значение придают однородности уплотнения засыпки. При неравномерном уплотнении образуются очаги коррозии. Участки с более плотным сложением частиц из-за меньшего контакта с воздухом оказываются в худших условиях. Влажность грунтов и условия их дренирования являются главными факторами, определяющими процесс коррозии. Начало коррозионного процесса соответствует влажности, равной 5%. Недостатком связных грунтов по отношению к несвязным является их подверженность микробиологическому воздействию, образованию усадочных и морозобойных трещин [48].

В качестве засыпки применяют также отходы горнодобывающей промышленности [8] и золу промышленных предприятий.

Геотекстильные материалы обладают гнилостойкостью, негорюмостью, нейтральной реакцией на воздействие окружающей среды, долговечностью (до 30 лет эксплуатации) [18, 26, 32, 37, 57]. На рисунке 3.4 приведены примеры использования геотекстиля для повышения прочности основания трубопроводов.

Мягкая оболочка из геотекстиля (3) под контуром грунтовой засыпки (2) защищает насыпь от разрушения и повышает удерживающую способность конструкции до 30% (рис. 3.4, а), а использование замкнутых цилиндрических оболочек с грунтом (рис. 3.3, б) – до 67%.

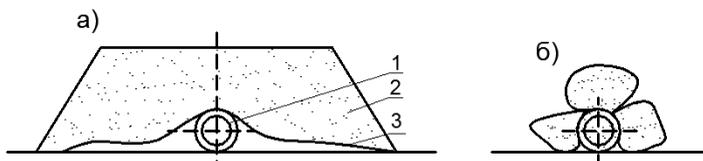


Рис. 3.4. Схемы повышения удерживающей способности оснований трубопроводов введением геотекстильных полотнищ (а) и замкнутых цилиндрических оболочек, заполненных грунтом (б)

Проектная продолжительность сооружений из армированного грунта превышает 100 лет.

Для изучения влияния биологических организмов (грибковых культур, анаэробных бактерий) на армирующие элементы из стекловолокна ставят специальные эксперименты. Определяют также возможность снижения прочности в условиях длительного воздействия повышенной влажности.

3.2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Большинство исследований выполняли применительно к конструированию подпорных стен и дорожных сооружений. Армированию грунтовых оснований фундаментов уделяли меньше внимания, хотя эта тема не менее актуальна. Приведенные ниже результаты экспериментов показывают, что с помощью армирования можно повысить несущую способность оснований фундаментов до 50% и более, уменьшить осадки на 25...40%. Исследования выполняли как на песчаном, так и на глинистом грунте. Армирующие элементы располагали горизонтально [30, 44, 45], вертикально [39] и хаотично [26]. В качестве арматуры применяли: алюминиевую фольгу [44], стекловолокно [44], ткань [37, 46], полипропилен [53], оцинкованные металлические стержни, базальтовое волокно [33].

Феофилов Ю. В. [29, 30] выполнил модельные и натурные испытания на кварцевополевошпатном песке с диаметром доминантного зерна $d_{10} = 0,053$ и $d_{60} = 0,18$. Для армирования песка применяли стержни из стальной проволоки диаметром 2 мм.

Испытания на моделях проводились в жестком металлическом лотке с размерами $0,75 \times 0,75 \times 0,25$ м. Боковые стенки лотка были изготовлены из прозрачного оргстекла. В качестве моделей использовали абсолютно жесткие стальные штампы шириной 0,08; 0,1; 0,12 м и длиной, равной длине лотка. Модуль деформации армируемого грунта во всех испытаниях принимался равным 5 МПа.

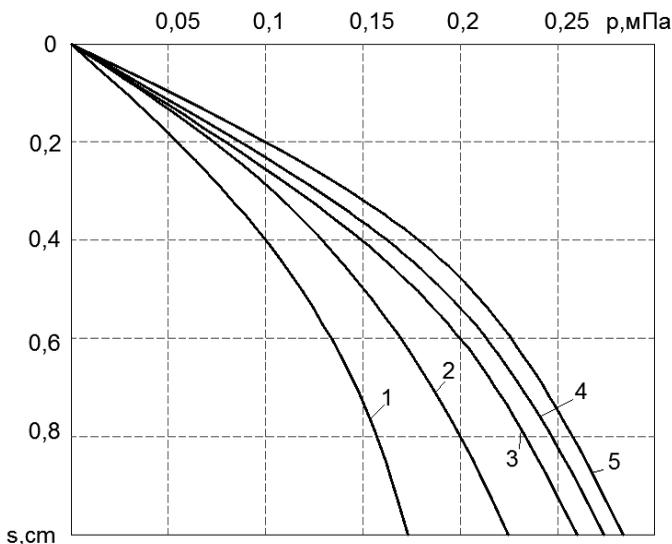


Рис. 3.5. Графики зависимости «осадка-нагрузка» при L :
 1 – 0; 2 – 2; 3 – 3; 4 – 4; 5 – 5

Как видно из приведенных результатов (рис. 3.5), арматура при ее постоянной глубине заложения $z = 0,5B$ и различной длине $L = (2...5)B$, улучшает свойства грунта по сравнению с неармированным основанием. Так, если для неармированного грунта при удельном давлении $p = 0,1$ МПа осадка составила 0,35 см и при дальнейшем увеличении нагрузки осадка возрастала весьма интенсивно, то в армированном грунте при относительной длине стержней $L/B = 2$, осадка при том же вертикальном давлении на штамп составила 0,27 см, а при относительной длине $L/B = 5$ осадка была равна 0,085 см.

Расстояние между арматурой принимали равным 1,5 см, длину армирующих элементов – $L = 4B$. Глубину заложения назначали кратной ширине и изменяли в пределах от $z = 0,2B$ до $z = B$.

Влияние глубины заложения арматуры оценивали коэффициентом «улучшения свойств основания», определяемым как отношение удельного давления на армированный грунт к величине удельного давления на неармированный при одной и той же осадке, т.е. $k = q_s / q$. Результаты опытов представлены на рис. 3.6. Максимальный эффект армирования достигался при относительной глубине заложения арматуры $z/B = 0,4$.

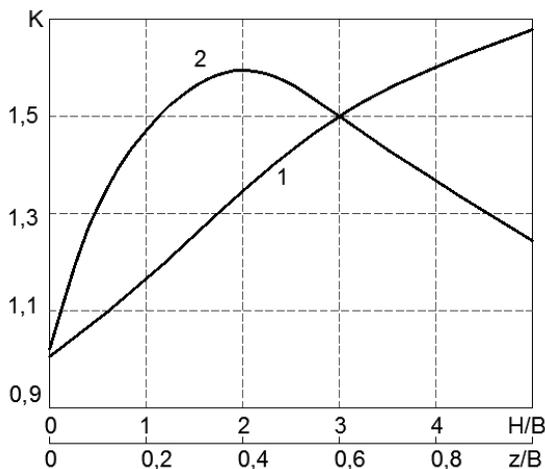


Рис. 3.6. Влияние относительных величин длины (1) и глубины заложения (2) арматуры

В натуральных испытаниях, выполненных Ю. В. Феофиловым, использовали полосовую стеклопластиковую арматуру размерами сечения полосы $2,0 \times 0,15$ см, с модулем упругости $E_a = 5000$ МПа. Армирование позволяло уменьшить осадки на 30%, а несущую способность увеличить на 70%.

Джоунс К. [10] проводил исследования по сравнению одиночных включений из металла и тканевого материала Т-140, размещенных на разной глубине в слое плотного и рыхлого песка. Независимо от вида армирующих элементов $h_{s, \text{opt}} = 0,4B$ (рис. 3.7).

В работе В. А. Барвашова, В. Г. Буданова, А. Н. Фомина, Ю. Р. Перкова и В. И. Душкина [37] даны результаты экспериментов с основанием, армированным одним слоем ткани. Рассмотрены случаи предварительно-напряженной ненапряженной ткани. Эксперименты показали, что для центрально-нагруженного штампа при отсутствии предварительного напряжения тканевая прослойка мало влияет на характер зависимости «нагрузка–осадка».

Миловик Д. [58] выполнил модельные и полевые эксперименты на армированном песке при $\rho_d = 1,47 \dots 1,72$ г/см³ и $d_{60}/d_{10} = 1,16$. Лабораторные опыты проводили в металлическом лотке с размерами $210 \times 20 \times 110$ см ($l \times b \times h$) с использованием жесткого штампа $B = 25$ см. Толщина слоя песка под штампом составляла 2; 3 и 4,1В. Основание армировали стальными стержнями диаметром 6 и 12 мм.

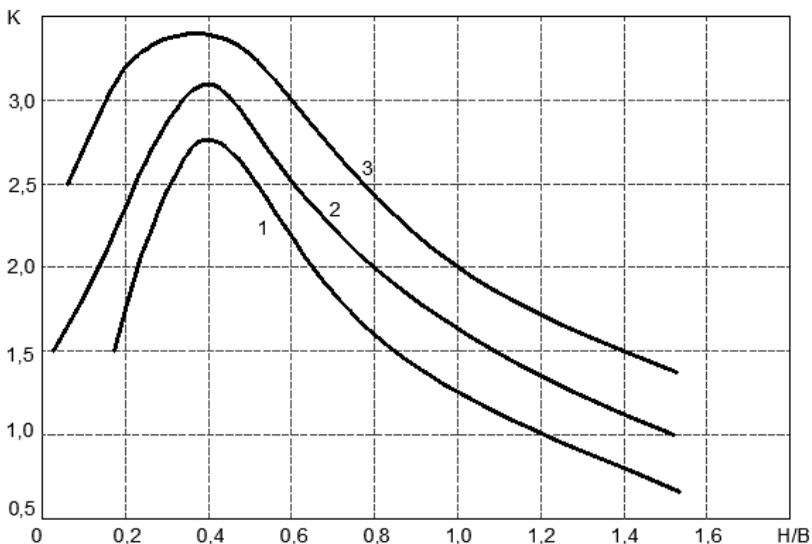


Рис. 3.7. Зависимость коэффициента повышения несущей способности основания от относительной глубины до армирующего элемента при $s/B = 0,125$:

1 – гладкая сталь; 2 – ткань Т-140; 3 – сталь с шероховатой поверхностью

При армировании $5 \text{ } \varnothing 6$ отношение $\bar{q}_s = q_s / q = 1,8$ для $\rho_d = 1,47 \dots 1,5 \text{ г/см}^3$ и $\bar{q}_s = 2$ для $\rho_d = 1,7 \dots 1,72 \text{ г/см}^3$. При армировании $6 \text{ } \varnothing 12$ $\bar{q}_s = 4$ для $\rho_d = 1,47 \dots 1,5 \text{ г/см}^3$ и $\bar{q}_s = 3,1$ для $1,7 \dots 1,72 \text{ г/см}^3$. Как видно (рис. 3.8, а), при более рыхлом основании эффект от армирования стержнями большего диаметра больше. Наибольшее значение вертикального давления соответствует соотношению $H/B = 2$ (рис. 3.8, б). Оно уменьшалось с увеличением расстояния от подошвы штампа до армирующего элемента. Осадка для армированного песка при вертикальном давлении $p = 20 \text{ Н/см}$ равнялась 1 см, тогда как для неармированного – давление являлось предельным.

Натурные испытания проводились с круглым жестким штампом диаметром 60 см (рис. 3.9). Основание армировали полипропиленовыми струнами диаметром 15 мм. При двухслойном армировании $5 \text{ } \varnothing 15$ $\bar{q}_s = 2$, при трехслойном – $\bar{q}_s = 2,4$.

Результаты испытаний показали, что армированием грунта достигается увеличение предельного напряжения грунта под фундаментом, значительное уменьшение осадок. Однако данные испытания не по-

зволюют судить о влиянии геометрических размеров арматуры, глубины их заложения и количества слоев под подошвой фундамента на несущую способность армированного основания.

Махмуд М. А. и Абдраббе Ф. И. [52] проводили опыты с вертикальным армированием песчаного грунта в лотке размерами 520×520×500 мм ($b \times l \times h$). Диаметр частиц песка находился в пределах (0,08...1,14 мм),

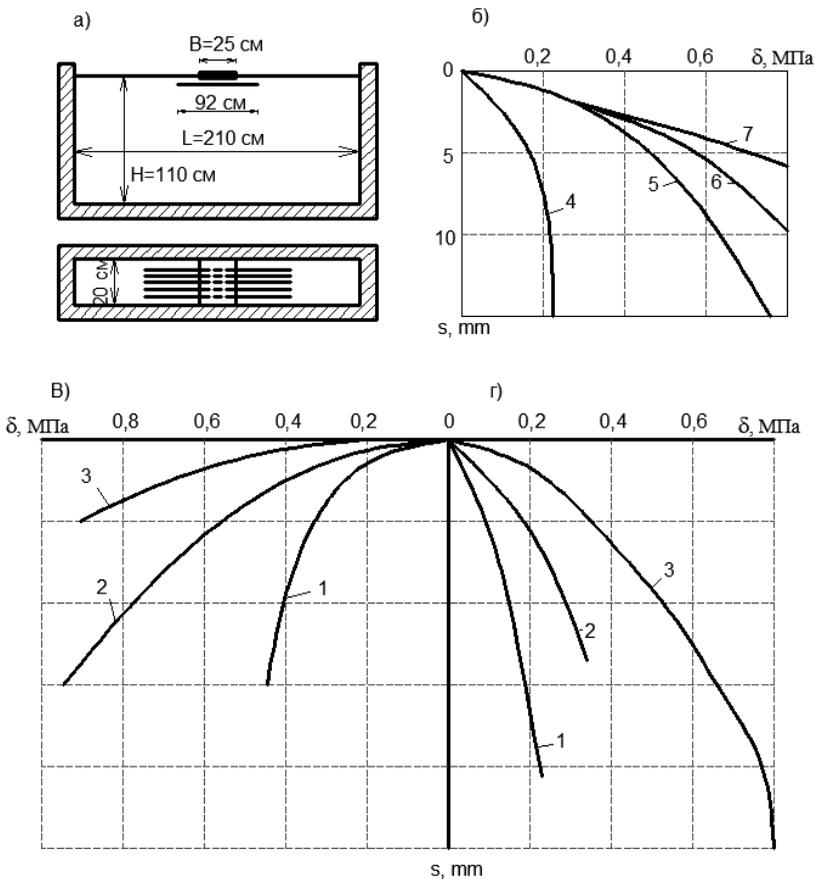


Рис. 3.8. Схема лабораторной установки (а), зависимость осадки от нагрузки (б – з) при плотном (в) ($\rho_d = 1,7 \dots 1,72$ г/см³) и рыхлом (г) ($\rho_d = 1,47 \dots 1,5$ г/см³) песчаном основании неармированном (1), армированном 5 Ø6 (2) и 5 Ø12 (3) H/B :
4 – 10; 5 – 4; 6 – 3; 7 – 2

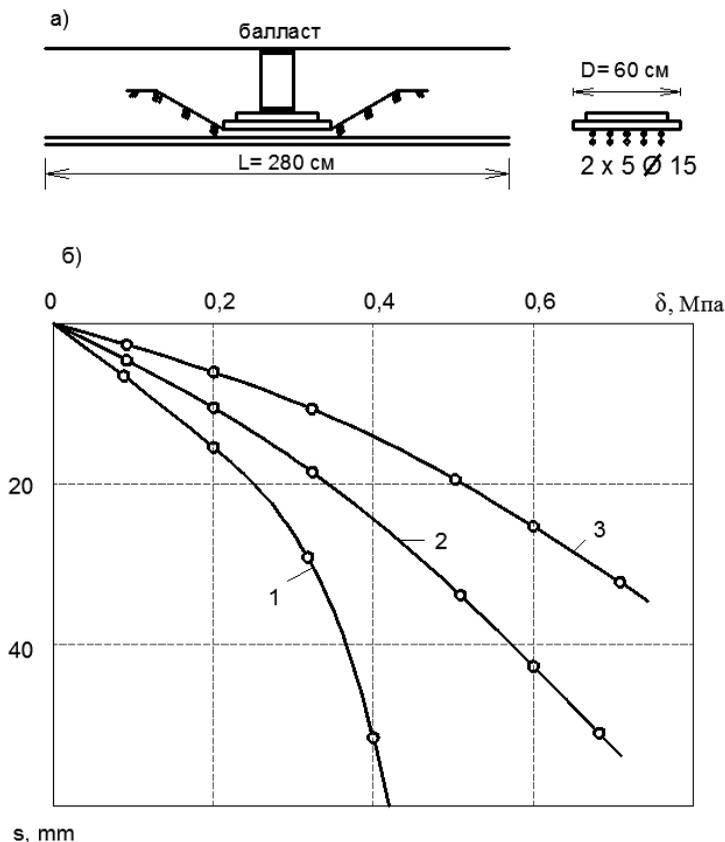


Рис. 3.9. Схема армирования основания в полевых опытах (а), зависимость «осадка–давление» (б):

1 – неармированный грунт; 2 – армированный двумя рядами стержней 5 Ø15; 3 – то же тремя рядами

степень неоднородности $c_u = 2,513$. Удельный вес песка $\gamma = 17,85 \text{ кН/м}^3$, что соответствует относительной плотности – 92%. Угол внутреннего трения $\varphi = 42^\circ$. Песок укладывали слоями толщиной по 50 мм с послойным уплотнением трамбовками весом 35 Н.

Модель фундамента изготавливалась из стали и имела размеры $50 \times 500 \times 25,4 \text{ мм}$ ($b \times l \times h$). Перемещения измерялись цифровыми индикаторами с ценой деления 0,002 мм. Во всех опытах относительная толщина слоя песка под штампом была постоянной и равной $H/B = 10$. Армирующие элементы представляли собой алюминиевые полосы тол-

щиной 2 мм и 20 мм шириной. Их располагали в 2 ряда симметрично относительно центра модели с каждой стороны. После установки модели фундамента поверхность песка выравняли и вдавливали арматуру.

Результаты испытаний приведены в табл. 3.2 и на рис. 3.10.

Таблица 3.2

№ серии	№ опыта	x/B	s/ω	L/B	θ , град	Предельное давление, кПа	BCR
1	1	–	–	–	–	121,6	1,0
	2	0,75	2,0	6,0	0	205,2	1,69
	3	1,00	2,0	6,0	0	195,6	1,61
	4	1,50	2,0	6,0	0	187,2	1,54
	5	2,50	2,0	6,0	0	152,0	1,25
	6	3,50	2,0	6,0	0	128,0	1,05
2	7	1,00	2,0	1,0	0	152,0	1,25
	8	1,00	2,0	1,5	0	182,4	1,50
	9	1,00	2,0	2,0	0	198,0	1,63
	10	1,00	2,0	4,0	0	204,0	1,68
	11	1,00	2,0	5,0	0	206,4	1,70
	12	2,50	2,0	1,0	0	127,6	1,05
	13	2,50	2,0	1,5	0	143,5	1,18
3	14	2,50	2,0	2,0	0	147,1	1,21
	15	2,50	2,0	4,0	0	148,4	1,22
	16	2,50	2,0	5,0	0	152,0	1,25
	17	0,75	1,0	6,0	0	208,0	1,71
4	18	0,75	2,5	6,0	0	188,0	1,54
	19	0,75	3,0	6,0	0	156,8	1,29
	20	0,75	4,0	6,0	0	134,4	1,10
	21	1,00	2,0	6,0	5	193,2	1,59
5	22	1,00	2,0	6,0	10	189,6	1,56
	23	1,00	2,0	6,0	20	160,4	1,32
	24	1,00	2,0	6,0	30	139,6	1,15

Проводилось 5 серий экспериментов. Изменяли относительные расстояния от центра модели до армирующих элементов $\bar{x} = x/B$, шага армирующих элементов s/ω , длину армирующих элементов L/B , угол наклона θ элементов к вертикали.

Предельная несущая способность для армированного и неармированного грунтов считалась достигнутой, когда перемещения принимали значение, равное 10% от ширины подошвы модели фундамента. В первой серии армирующие элементы размещали с постоянным шагом $s/\omega = 2$ и имели постоянную относительную длину $\bar{L} = L/B = 6$. Меняли расстояние от центра модели $\bar{x} = x/B = 0,75; 1,00; 1,50; 2,50; 3,50$ (рис. 3.10, а).

Армирование ограничивает перемещения песка, так как элементы сопротивляются боковым перемещениям. На рисунке 3.10, б показано, что область пластических деформаций грунта ограничивается и прерывается по линии abc и dc . Эта область меньше, чем в неармированном основании. Боковое пассивное сопротивление грунта развивается вдоль линии cd , ограничивающей пластические деформации грунта.

Армирование имеет небольшой эффект до тех пор, пока перемещения штампа не достигнут значения 2% от ширины подошвы, так как низкий уровень напряжений недостаточен для развития площадок скольжения (рис. 3.10, б).

При $\bar{x} < 2,5$ общего сдвига не происходит. Однако, если в момент нагружения вытащить армирующие элементы, происходит разрушение основания. На рисунке 3.11, а показано существенное влияние армирования на относительную несущую способность, когда армирующие элементы расположены на расстоянии $\bar{x} = 1,5$ по обе стороны подошвы штампа. За этими пределами происходит быстрое уменьшение BCR (относительной несущей способности). Эффект армирования пропадает при $\bar{x} \geq 3,5$.

Во 2 и 3 серии опытов исследовали влияние относительной длины армирующих элементов \bar{L} , которая принималась равной 1; 1,5; 2; 4 и 5 (рис. 3.11, б). Армирующие элементы располагали по обе стороны штампа на относительных расстояниях $\bar{x} = 1$ и 2,5. Максимальная величина BCR была достигнута при $x/B = 1$, когда полосы вдавливались на глубину $3B$, а для $x/B = 2,5$ оптимальная величина заглубления равнялась $2B$.

Незначительное увеличение относительной несущей способности было замечено, когда армирующие элементы вдавливались на глубину менее $2B$. Это означает, что при $\bar{L} < 2$ длина армирующих элементов обеспечивает только частичное ограничение перемещений грунта.

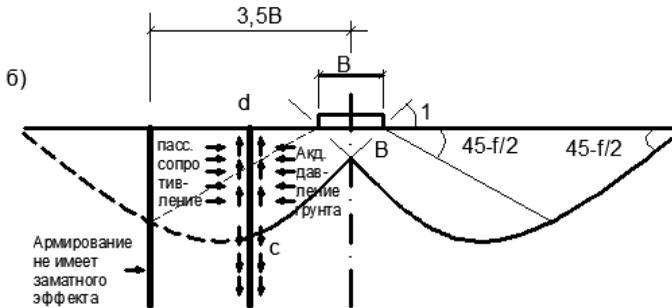
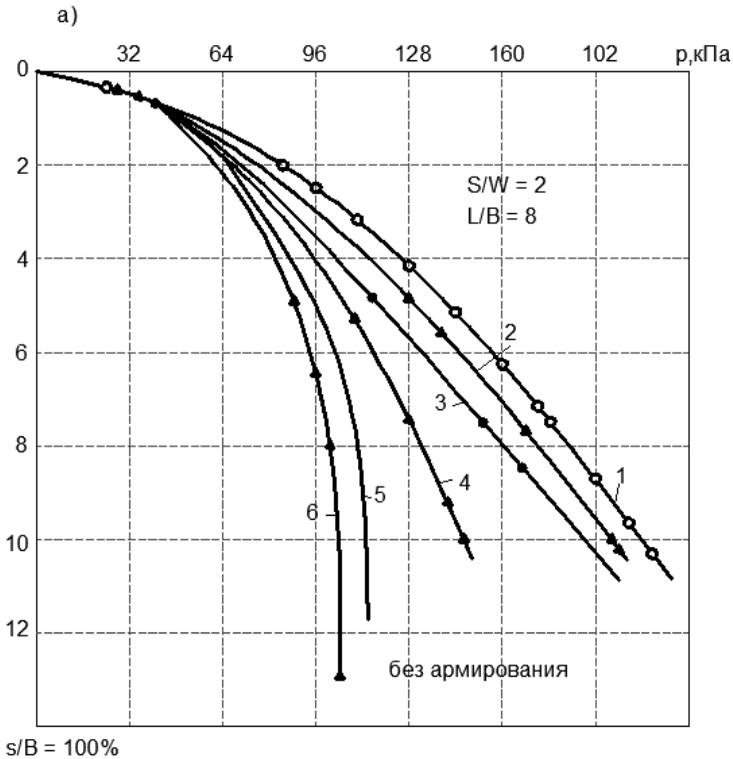


Рис. 3.10. Зависимость между относительной деформацией и несущей способностью (а) при $s/\omega = 2$, $\bar{L} = 6$ и различном расстоянии до арматуры $\bar{x} = x/B$: 1 – 0,75; 2 – 1; 3 – 1,5; 4 – 2,5; 5 – 3,5; 6 – без армирования. Очертание поверхности разрушения (б) 7 – граница, за пределами которой армирование не имеет заметного эффекта

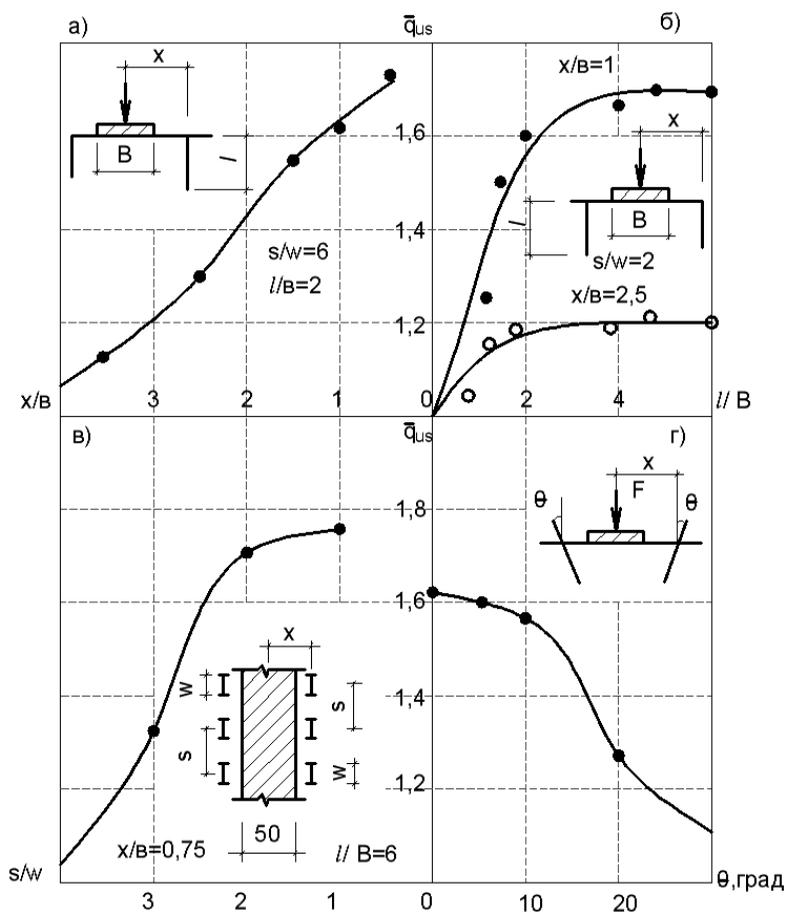


Рис. 3.11. Зависимость коэффициента несущей способности от расстояния до армирующих элементов (а), длины элементов (б), относительного расстояния между ними (в), угла наклона элементов (г)

В 4 серии опытов изучали влияние относительного шага арматуры, который принимался $s/\omega = 1,0; 2,5; 3,0; 4,0$. Расстояния x/B и L/B составляли соответственно 0,75 и 6,0. На рисунке 3.11, в показана зависимость относительной несущей способности от относительного шага армирования. Заметное увеличение относительной несущей способности происходит при $s/\omega < 2$ и быстрое снижение при $s/\omega > 2$. Уменьшение шага армирования увеличивает количество армирующих элемен-

тов на единицу длины фундамента, и срезающие силы развиваются вдоль этих армирующих элементов. Можно сказать, что между армирующими элементами развивается явление арочного эффекта, когда происходит ограничение боковых перемещений грунта. Это явление возникает при $s/\omega \leq 2$. Когда $s/\omega > 2$, арочный эффект уменьшается. С экономической точки зрения наиболее удовлетворительным является шаг $s/\omega = 2$.

В последней серии опытов меняется угол наклона армирующих элементов к вертикали. Он равнялся 5, 10, 20, 30°. Рисунок 3.11 показывает зависимость BCR от θ . Установлено уменьшение несущей способности. Это объясняется тем, что вертикальный компонент напряжений трения развивается вдоль армирующего элемента и при увеличении угла наклона уменьшается трение и область активного давления грунта, ограниченная линией $abcd$ (см. рис. 3.10, a).

Верма Б. П. и Чар А. Н. Р. [59] проводили испытания песка, вертикально армированного металлическими оцинкованными стержнями. Испытания проводили в металлическом лотке размерами 720×400×90 см. Передняя стенка была изготовлена из оргстекла толщиной 7 мм, а модели – из тикового дерева и имели длину, равную ширине лотка – 90 мм, ширину 100 мм и высоту 40 мм. Основание модели, так же как и оцинкованные стержни, делали шероховатыми с помощью приклеивания песка на эпоксидную смолу.

Песок засыпали через воронку с высоты 300 мм. Его плотность поддерживалась в пределах 1,58 г/см³. Коэффициент неоднородности и эффективный размер зерен песка были соответственно равны 1,41 и 0,49. Модель нагружалась с постоянной скоростью осадки 1 мм/мин.

Для оценки результатов опытов авторы использовали два основных параметра – относительную осадку $s = s_R = \omega/B$ и относительную несущую способность $BCR = \bar{q}_s$. Результаты опытов показаны на рис. 3.12 и в табл. 3.3.

Максимальное давление на армированный грунт составило 1971 кПа, в то время как неармированный грунт находился под давлением 504 кПа. В такой же степени уменьшались осадки модели на армированном основании (рис. 3.12, a). На рисунке 3.12, b показана зависимость между коэффициентом увеличения несущей способности q_{Ri}/q_i и относительной осадкой s_{Ri}/s_i , где q_i, q_{Ri} – давление на неармированное и армированное основание; s_i, s_{Ri} – соответствующие осадки. Данные, представленные в табл. 1.2, показывают, что несущая способность есть функция диаметра и шероховатости армирующих элементов, и она возрастает с увеличением плотности расположения элементов,

тов армирования, что совпадает с результатами опытов Р. Бассета и Н. Ласта [40]. Оптимальные значения размеров армирующих элементов составили – длина $L = 1,5B$, шаг (5 и 6) d_s , расстояние до элементов $2B$.

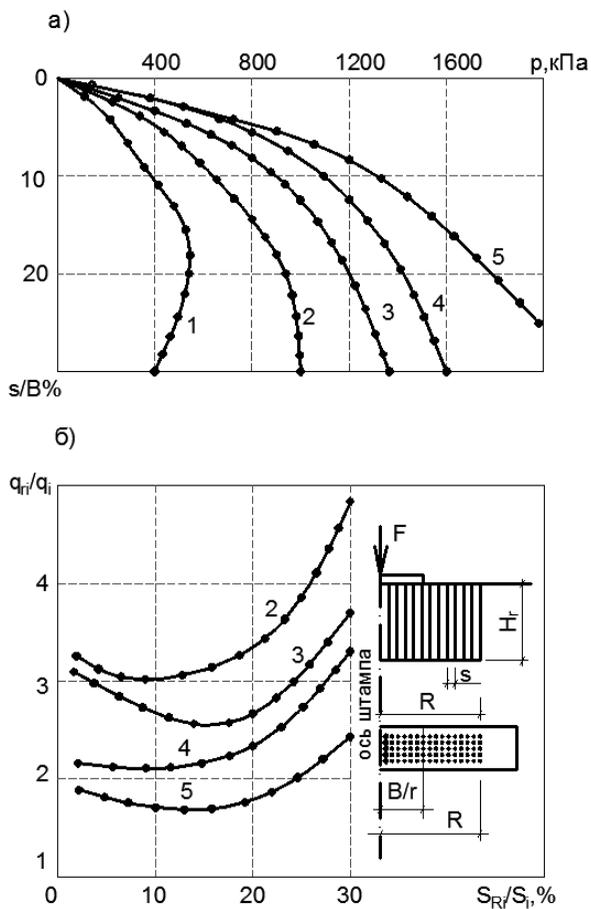


Рис. 3.12. Зависимость между давлением на основание и относительной осадкой штампа (а) между коэффициентом увеличения несущей способности и относительной осадкой (б) при s (мм):

1 – неармированный грунт;
2 – 22,5; 3 – 18; 4 – 13; 5 – 18 (шероховатая арматура)

Таблица 3.3

d_s , мм	s , мм	s/d_s	Несущая способность, кПа при \bar{h}_s					
			1		2		3	
			\bar{L}					
			1	1,5	1	1,5	1	1,5
1,7	18	10,59	759,3	692,4	843,4	847,3	859,1	885,6
1,7	15	9,82	–	758,3	–	853,2	–	939,5
1,7	13	7,65	833,6	927,7	902,3	1163,1	960,3	1263,8
1,7	10	5,88	980,7	1162,7	1061,7	1567,7	1364,9	1669,2
1,7	13	7,65	1266,1	–	1402,4	–	1971,2	–
2,51	22,5	8,96	–	859,4	–	907,1	–	1061,6
2,51	18	7,17	905,2	960,5	1061,6	1163,1	1163,1	1263,8
2,51	15	5,98	1061,6	1163,1	1263,8	1263,8	1381,8	1364,9
2,51	13	5,18	–	1466,2	–	1668,2	–	1971,2
2,51	18	7,17	1264,1	1340,0	1460,2	1971,5	1567,1	–

Вертикальный способ армирования является эффективным, особенно, когда приходится усиливать основания уже существующих фундаментов. Но максимальные значения относительной несущей способности, полученные при таком способе армирования, меньше, чем при горизонтальном армировании под подошвой фундамента.

Значительное количество опытов в условиях плоской деформации провели Ч. Х. Хуанг и Ф. Татсуока [44]. Испытания проводились на однородном воздушно-сухом песке с удельным весом (13,09...16,11) кН/м³. Песок отсыпался в лоток с высоты 80...92 см, что обеспечивало относительную плотность в пределах 80...86%. В качестве модели фундамента использовали жесткий стальной штамп шириной 10 см и длиной 40 см. Нагружение осуществляли с контролируемой скоростью (0,1...0,2) мм/мин. Для армирования применяли бронзовые и алюминиевые полосы толщиной 0,005...0,01 см и шириной 0,3 см с разным сопротивлением разрыву. Опыты проводили в лотках с размерами 40×183×74 (h) см.

В опытах меняли относительные величины плотности ($D_z = 0,80; 0,83; 0,86$), глубины заложения фундамента ($\lambda_f = D_f/B = 0,3; 0,6; 0,9; 1,5$);

расстоянии от подошвы незаглубленного штампа до нижнего ряда арматуры ($\bar{D}_R = D_R / R = 0,3; 0,6; 0,9; 1,5$); длины стержней ($\bar{L} = L / R = 1, 2, 3, 5, 6$); числа рядов армирования ($n = 1, 2, 3$); плотности армирования $CR = \omega / (\omega + s_R)$, где ω – ширина арматурной полосы; s_R – расстояние в чистоте между полосами; $CR = 4,5; 9; 18\%$, а также жесткость арматуры ($E_R A_R = 18,3; 3,66; 1,05 (10^4 \text{ Н})$). Программа и результаты экспериментов представлены в табл. 3.4.

На всех графиках (рис. 3.13, $a - z$), построенных в координатах $N = 2q / \gamma_d B = f(s/B)$, отмечали разупрочнение основания после достижения максимального значения нагрузки. С увеличением несущей способности основания за счет армирования или заглубления фундамента возрастала величина относительной осадки \bar{s}_f , соответствующая пиковому значению нагрузки. Объясняется это более высокой сжимаемостью песка при более высоких давлениях. Возрастала величина относительной осадки \bar{s}_f , соответствующая пиковому значению нагрузки. Коэффициенты повышения несущей способности основания определяли отношения $BCR = q_{uR} / q_u$; или $BCR = q_{uf} / q_u$, где q_{uR} , q_u и q_{uf} – величины разрушающих нагрузок для армированного, неармированного основания заглубленных штампов и для основания заглубленного фундамента соответственно. Они почти прямолинейно возрастали с увеличением λ и D_R / B (D_R – глубина зоны армирования под незаглубленным штампом при $\bar{L} = 1$).

Опыты показали, что при $L/B \geq 3,5$ эффективность армирования снижалась. С увеличением глубины армирования до $\lambda_R = 1,5$ и плотности армирования до $CB = 18\%$ несущая способность практически пропорционально возрастала.

Несущая способность основания незаглубленного штампа, армированного на глубину D_R при $\bar{L} = 1$, была близка к несущей способности неармированного основания заглубленного штампа при $D_f = D_R$. Картины распределения напряжений под подошвой заглубленного штампа ($D_f / B = 0,9$) и незаглубленного с армированием основания до глубины $D_f / B = 0,9$ были подобны. Показано, что наиболее эффективно располагать арматуру непосредственно под подошвой фундамента, так как она сдерживает потенциальные деформации растяжения и сдвига. Армированную зону $L/B = 1$ можно условно рассматривать как часть жесткого заглубленного фундамента. Сдвиговые деформации концентрировались вдоль боковой поверхности этой зоны.

Таблица 3.4

L/B		Армирование		λ_f	γ_{cb} , кН/м ³	φ , град	$N_{тq}$	S_f / B	BCR			эксперимен- тальный
		D_R / B	CR, %						расчет			
									BCR _A	BCR _B	BCR _C	
Неармированный				0,0	15,41	48,8	92,3	0,061	–	–	–	–
Незаглубленный				0,0	15,51	49,41	111,7	0,061	–	–	–	–
штамп				0,0	15,62	50,2	129,2	0,066	–	–	–	–
Неармированный				0,3	15,57	49,8	151,7	0,073	–	1,31	–	1,37
Заглубленный				0,6	15,52	49,6	187,5	0,080	–	1,63	–	1,64
штамп				0,9	15,56	49,8	248,6	0,090	–	1,90	–	2,08
				1,5	15,58	50,0	327,4	0,090	–	2,45	–	2,66
1	0,3	18		–	15,58	50,0	162,0	0,075	2,64	1,31	1,31	1,32
1	0,6	18		–	15,58	50,0	205,3	0,080	–	1,60	1,60	1,67
1	0,9	18		–	15,56	49,8	250,9	0,089	4,15	1,89	1,89	2,10
1	1,5	18		–	15,65	50,4	335,1	0,110	4,46	2,39	2,39	2,48
2	0,9	18		–	16,51	49,4	299,9	0,110	5,40	1,95	2,49	2,71
2	0,9	9		–	15,50	49,4	237,8	0,097	2,99	1,95	2,09	2,18
2	0,9	4,5		–	15,51	49,4	179,6	0,090	1,84	1,93	1,98	1,62

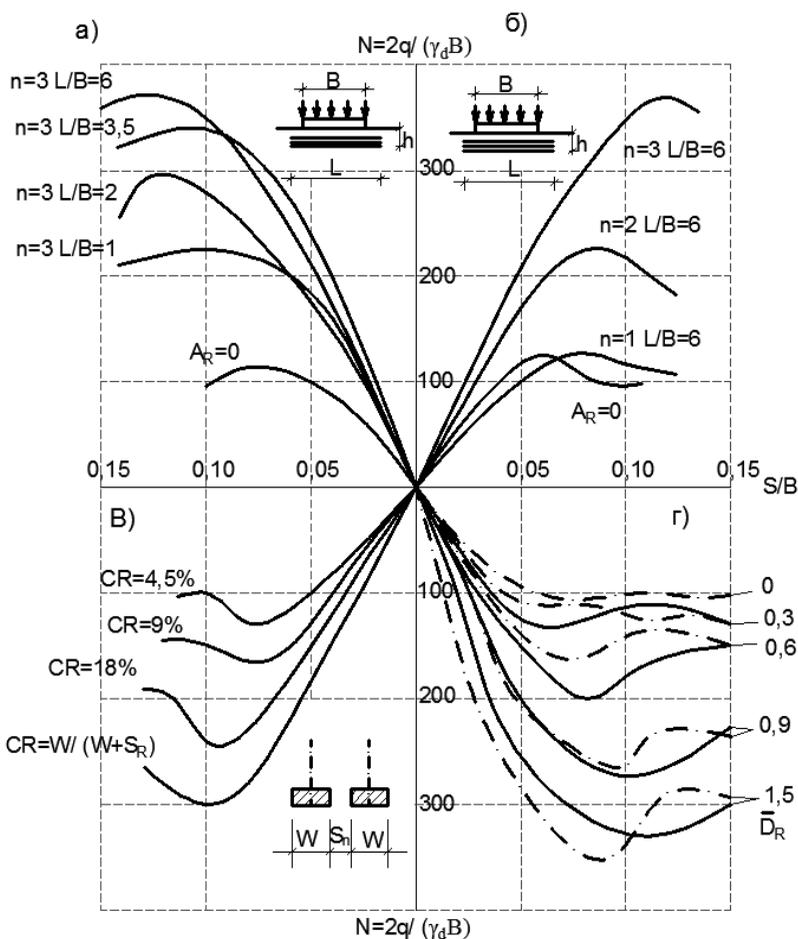


Рис. 3.13. Результаты опытов Ч. Х. Хуанга и Ф. Татсуоки:
а – влияние длины армирующих элементов; *б* – их числа;
в – плотности армирования; *г* – заглабления штампа и арматуры

Нормальные контактные давления по подошве незаглабленного штампа для неармированного основания перед разрушением имели седлообразное очертание (рис. 3.14). С увеличением глубины армирования возрастали величины разрушающих давлений и максимум их смещался к центру штампа. Так, эпюра давлений при $D_R/B = 0,3$ имела седлообразную форму, а при $D_R/B = 1,5$ – треугольную. Максимальные сдвиговые напряжения для неармированного основания распола-

гались под краями штампа ($s/B = 0,065$), для армированного ($L_R = B$; $D_R/B = 0,9$; $n = 3$; $CR = 18\%$) – на расстоянии $\pm 0,2B$ от центра штампа и почти в 2 раза превышали краевые, примерно равные для армированного и неармированного оснований.

Максимальные растягивающие усилия в арматурных элементах зафиксированы под серединой штампа. С удалением от середины на $\pm B$ усилия практически снижались до нуля. Максимальные растягивающие усилия для 3 слоя армирования на глубине $0,9B$ вдвое выше, чем в 1 слое на глубине $0,3B$. С увеличением относительной осадки штампа возрастала величина растягивающего усилия. Угол трения возрастал с увеличением глубины до армирующего слоя и зависел от числа слоев армирования.

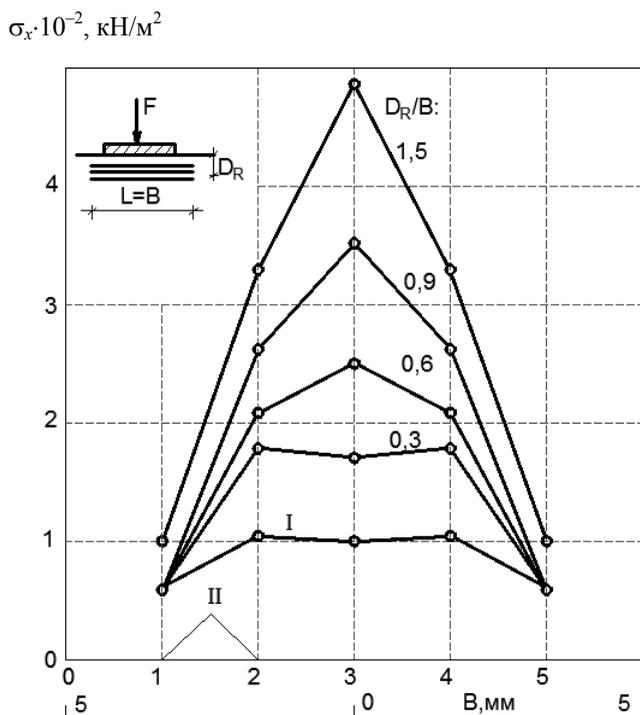


Рис. 3.14. Распределение нормальных контактных напряжений по подошве штампа при разрушающей нагрузке:

I – неармированный песок;

II – точки наблюдения

Сактии Д. и Дэс Б. провели эксперименты [57] на водонасыщенном глинистом основании ($\varphi = 0$, $c_u = 22,5$ кН/м²; $\gamma = 20,13$ кН/м³; $\omega = 0,251$; $\omega_L = 0,35$; $\omega_p = 0,24$; $s_c = 0,96$) в условиях плоской деформации. В качестве модели фундамента использовали алюминиевую плиту размером $76,2 \times 228,6 \times 9,5$ мм. Для армирования основания применяли полипропиленовый геотекстиль $M_{ira} f_i$ 140N с разрывным напряжением $1,44$ кН/см² и удлинением при разрыве 55%. Разрушающая нагрузка на графике в координатах « F – a » соответствовала точке, в которой зависимость становилась прямолинейной. Эффективность армирования оценивали коэффициентом повышения несущей способности, равным отношению предельных нагрузок для армированного и неармированного оснований. В опытах изменяли длину лент (при постоянной ширине ленты, равной ширине лотка), количество лент, относительное расстояние от подошвы модели до ленты.

Несущая способность водонасыщенного глинистого основания в условиях недренирования возросла до 1,5 раз при армировании двумя слоями геотекстиля (рис. 3.15, а). Наиболее эффективная длина слоев геотекстиля составляла $4B$. Дальнейшее увеличение длины не приводило к росту разрушающей нагрузки (рис. 3.15, б). Максимальная несущая способность основания была получена при размещении первого слоя геотекстиля на глубине $(0,35 \dots 0,4)B$ ниже подошвы штампа (рис. 3.15, в). Увеличение слоев армирования более трех не приводило к заметному приращению несущей способности. При $d/B = 0,67 \dots 1$ эффективно применять два слоя геотекстиля, при $d/B = 0,25 \dots 0,33$ – три слоя. Величина разрушающей нагрузки практически не возрастала при глубине армирующего слоя $D_R > B$. Оптимальное заглубление рекомендовано вычислять по формуле

$$D_{eff} = B - d + s(n_{cr} - 1),$$

где n_{cr} – критическое количество лент, превышение которого не дает увеличения несущей способности; s – шаг геотекстильных лент.

Найденное экспериментально оптимальное заглубление

$$d_{opt} = 0,4B; \text{ и } n_{cr} = 0,6 B / s + 1.$$

Армирование геотекстилем практически не влияло на величину осадки при предельной нагрузке, составляющей $(0,16 \dots 0,18)B$.

Проведенные И. Алими и другими испытания [34] позволили сделать вывод о том, что трение возрастает с увеличением длины арматуры, а коэффициент трения уменьшается с уменьшением сечения арматуры, увеличивается с возрастанием плотности песка.

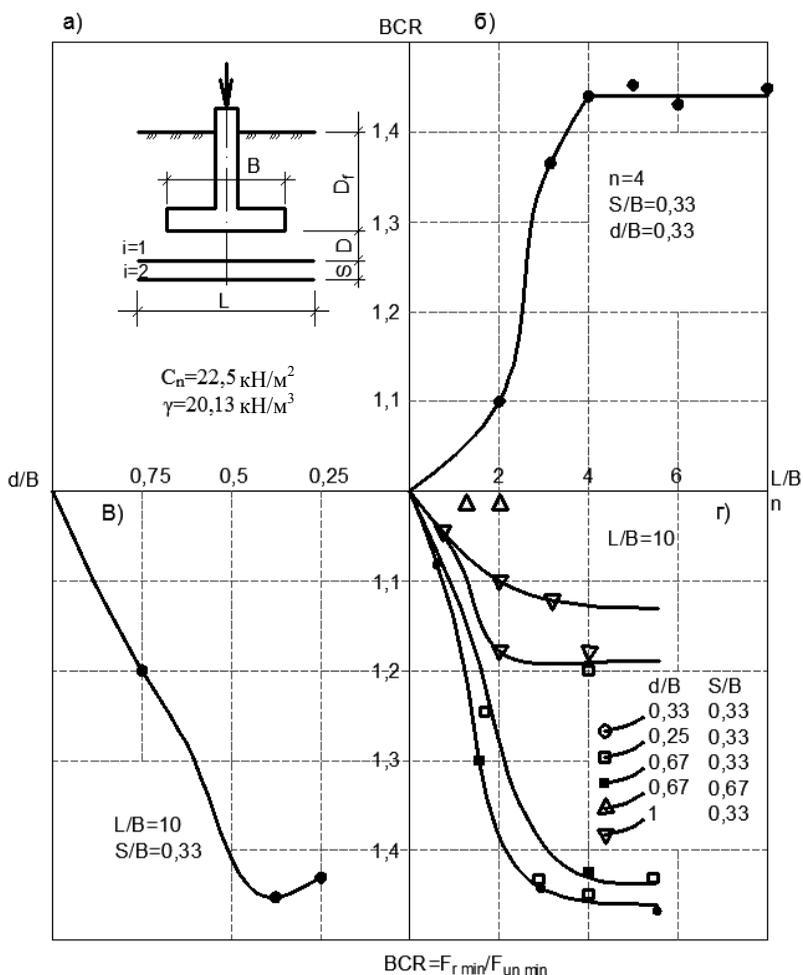


Рис. 3.15. Схема расположения армирующих полос (а); зависимость коэффициента несущей способности от относительной длины полос (б); расстояния до армирующей полосы (е); числа слоев геотекстиля (z)

При низкой плотности грунта трение создается по всей длине арматуры. При высокой плотности грунта длина арматуры, на которую действует трение, относительно мала и возрастает с увеличением внешней силы.

Коэффициент трения на контакте «грунт–арматура» рекомендуют вычислять по формуле

$$f = \frac{T_m}{2\rho hBL},$$

где T – выдергивающее усилие; h – глубина заложения арматуры; B – ширина фундамента; L – длина арматуры; ρ – плотность грунта; m – параметр.

Совершенствованию методики определения параметров взаимодействия армирующих полос с грунтом засыпки посвящена работа А. Л. Аксенова и Д. Ю. Штикеля [2]. В ней дан анализ существующей методики лабораторных исследований. Предлагается испытывать армирующие полосы на выдергивание. Это позволяет уменьшить значение расчетного коэффициента внешнего трения на контакте «арматура–грунт». Установлено, что коэффициент внешнего трения не зависит от длины армирующей полосы и его следует назначать дифференцированно, в зависимости от глубины расположения армирующих полос.

Опыты, проведенные Сараном и другими [58], позволили сделать следующие выводы:

- а) испытания на трехосное сжатие образцов из армированного грунта показали небольшое уменьшение угла внутреннего трения, незначительное увеличение связности при условии, если разрушение образца является результатом разрыва арматуры;
- б) армирование несвязного грунта увеличивает конечную несущую способность и уменьшает осадку основания;
- в) оптимальная глубина расположения первого армирующего слоя под отдельным фундаментом близка к $0,4B$.

В опытах Хамдона Фуада Ахмеда армирование глинистого грунта ($\omega = 0,21$; $\omega_L = 0,33$; $\omega_p = 0,20$; $\gamma = 17,3$ кН/м³; $\gamma_d = 14,2$ кН/м³; $e = 0,887$; $s_p = 0,62$; $c = 18$ кПа; $\varphi = 24^\circ$; $E = 14$ МПа) выполнялось базальтовыми волокнами диаметром $0,3 \dots 0,5$ мм и длиной $0,03 \dots 0,1$ м. Грунт укладывали слоями и на заданной глубине рассыпали волокна слоем толщиной $0,03B$.

При оптимальном армировании получено основание со следующими характеристиками $\omega = 0,20$; $\omega_L = 0,33$; $\omega_p = 0,20$; $\gamma_d = 1,45$ кН/м³; $e = 0,91$; $s_p = 0,66$; $c = 30$ кПа; $\varphi = 20^\circ$; $E = 21$ МПа. Опыты проводили в пространственном лотке размером $75 \times 75 \times 75$ см с квадратным штампом 25×25 см.

Для оценки эффективности армирования введен коэффициент улучшения свойств грунтового основания, равный отношению вертикального давления к осадке p/s . При $s/B = \text{const}$ и $L/B = 1; 1,5; 2$ и $2,5$ получены следующие значения p/s : 1,32; 1,42; 1,55 и 1,60. При $L = 0,5B$ несущая способность неармированного основания и армированного была практически одинакова, а при $L \geq 2,13B$ – мало изменялась.

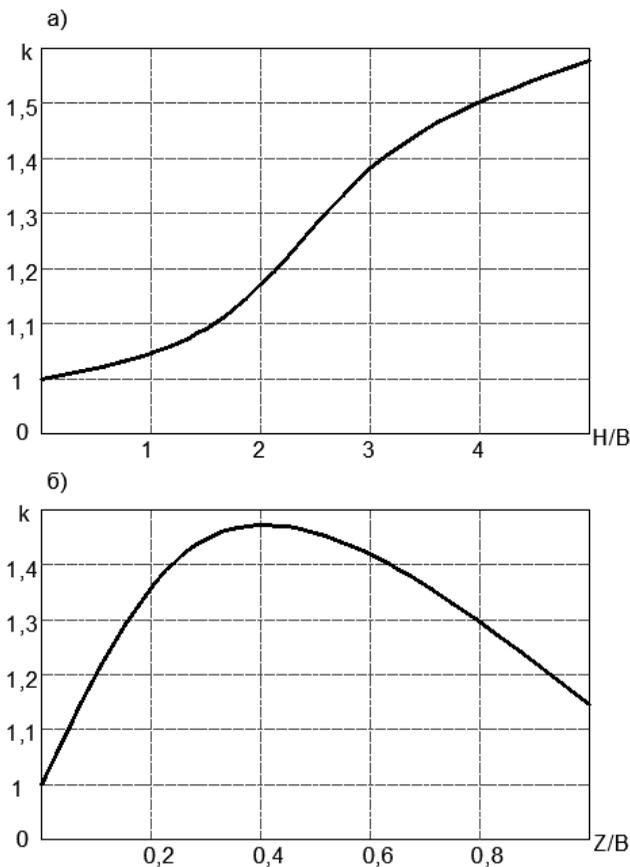


Рис. 3.16. Характер изменения относительной осадки основания при различных геометрических размерах армирующего слоя (а) и при различной глубине расположения слоя (б)

Наибольший эффект армирования получен при $\bar{L} = 2$ (рис. 3.16, а). Дальнейшее увеличение длины не дало ощутимых результатов. Это связано с тем, что максимальные напряжения в горизонтальном направлении распространяются на $(1 \dots 1,5)B$ в каждую сторону от штампа.

Максимальный эффект однорядного армирования достигался при $z/B = 0,16 \dots 0,25$, т.е. в зоне развития максимальных растягивающих напряжений (рис. 3.16, б). Величина \bar{F}_{us} здесь возрастала более чем в

1,4 раза. В случае двухъярусного армирования эффект достигался при расположении первого яруса на глубине $z = 0,16B$ и при таком же расстоянии от первого до второго яруса, т.е. при $z = \Delta = 0,16B$ (Δ – расстояние между армирующими слоями). Первый ярус при двухслойном армировании можно рассматривать как подошву фиктивного фундамента. Второй ярус будет находиться в зоне максимальных растягивающих напряжений. Увеличение количества ярусов армирования не находится в прямой пропорциональной зависимости с коэффициентом улучшения свойств основания (рис. 3.17, а).

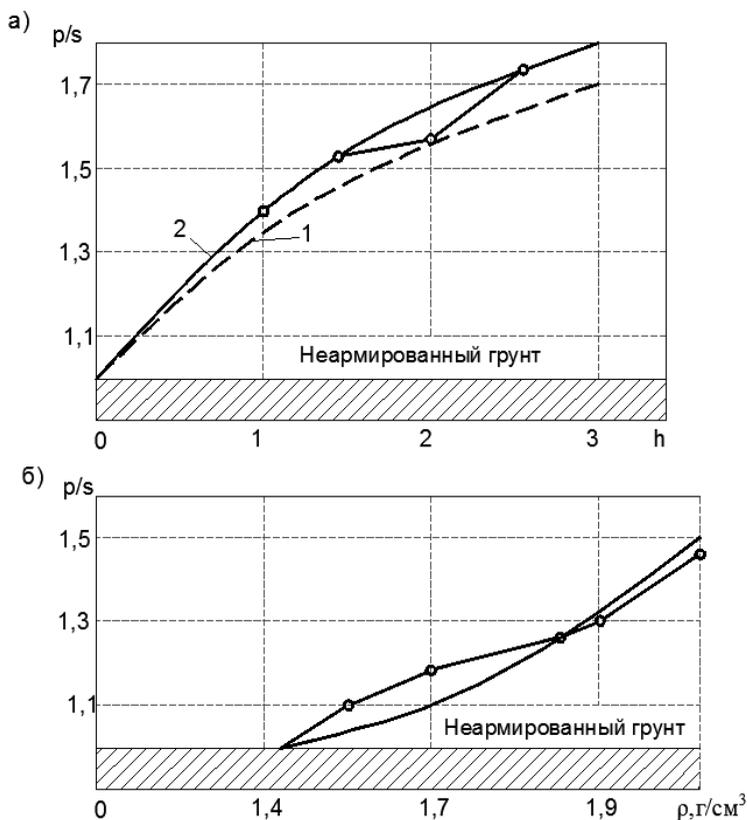


Рис. 3.17. Характер изменения относительной осадки в зависимости от количества ярусов армирования (а) и плотности грунта (б)

Уменьшение осадки штампа происходило почти пропорционально возрастанию ρ_c . Это объясняется увеличением поверхности соприкосновения грунта с арматурой и большей мобилизацией сцепления. Наибольшая несущая способность армированного основания получена при оптимальной влажности $\omega_{opt} = 0,18 \dots 0,20$ (рис. 3.17, б). При этом возникало наибольшее сцепление арматуры с грунтом. Дисперсное армирование трансформирует деформированную зону – нижняя граница ее уменьшается и она вытягивается в плане, т.е. армирование способствует включению в работу.

Влияние армирования на характер распределения вертикальных перемещений показано на рис. 3.18. При оптимальном армировании, т.е. при двухъярусном с $z = \Delta = 0,16B$ и $\bar{L} = 2$, значение сжимающих напряжений под центром столбчатого фундамента снижалось в среднем на 35%. Максимальное снижение происходило на глубине до $0,32B$.

Полевые испытания проводили в котловане размером $2 \times 2 \times 1$ м со штампом размерами $0,7 \times 0,7 \times 0,02$ м. Плотность массива уплотненного грунта в среднем составляла $1,73 \text{ г/см}^3$, а влажность – в пределах $17 \dots 18\%$.

Результаты полевых опытов на послойно уплотненном глинистом основании подтвердили эффект армирования, полученный в лабораторных опытах (рис. 3.18).

Для армирования оснований рекомендуется использовать рулонные материалы (геотекстильные типа Дорнит, плоские поливинилхлоридные сетки, полиэтиленовые пленки), армирующие полосы и стержни из стойких полимерных материалов (например, стеклопластиковую плоскую арматуру).

Дисперсному армированию глинистого грунта кусочками медной проволоки $d_s = 0,7$ мм и $l_s = 3 \dots 6$ см посвящена работа В. В. Жихович [12].

Проведенный краткий обзор исследований в рассматриваемой области показал, что армированное основание – малоизученный композитный материал, взаимодействие его с фундаментом недостаточно исследовано.

3.3. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЛАБОРАТОРНЫХ ОПЫТОВ

3.3.1. ОПЫТЫ НА МАЛОВЛАЖНОМ ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ

В лаборатории механики грунтов ВИСИ проведены эксперименты на маловлажном песчаном основании ($\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$, $\omega = 0,05$). Стержни и сетки изготовлены из стали $d_s = 8$ мм класса А240. Расстояние между осями стержней во всех опытах принимали равным 5 см. Штампы и модели металлические, шероховатые, диаметром 22 см. Нагрузку передавали домкратом через цилиндрический шарнир.

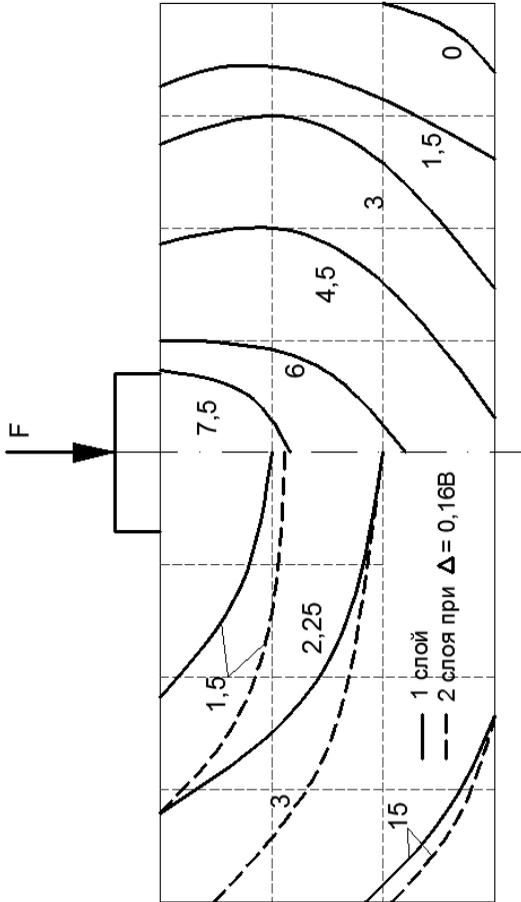


Рис. 3.18. Линии равных вертикальных перемещений
в неармированном (справа) и армированном (слева) грунте при:
 $L/B = 2$; $z = 0,16B$; $\Delta = 0,16B$ (Хамдан Фуад Ахмед)

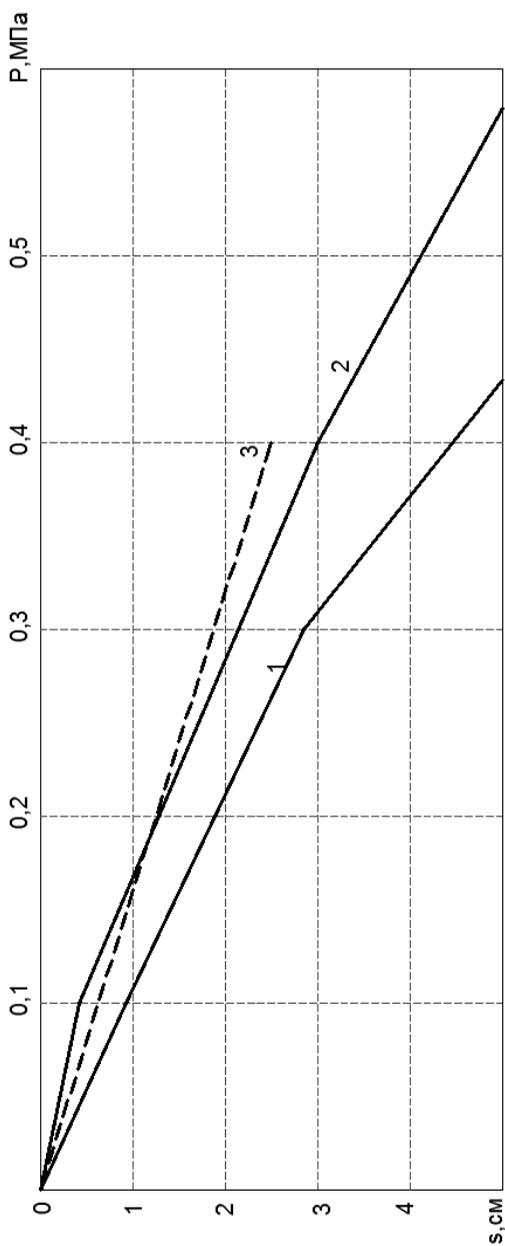


Рис. 3.19. Результаты полевых испытаний:
 1 – основание не армировано; 2 – экспериментальные значения осадки при $L/B = 2$; $z = 0,16B$; $\Delta = 0,16B$;
 3 – расчетные значения осадки при тех же параметрах арматуры

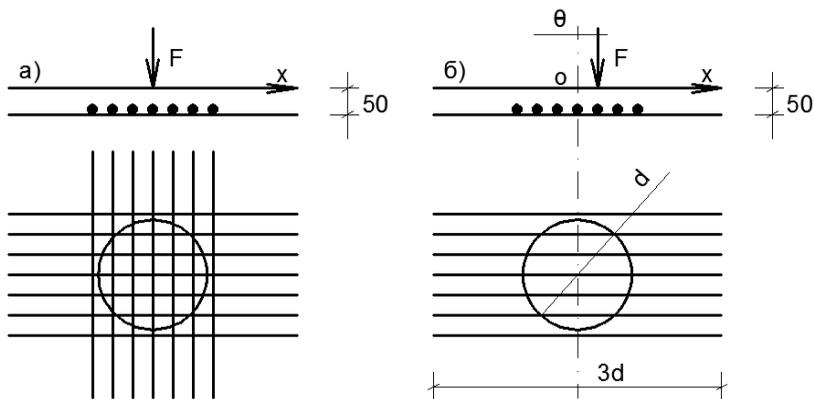


Рис. 3.20. Расположение арматурных стержней в опытах на действие вертикальной осевой (а) и внецентренной (б) нагрузок

В опытах со штампами при $e_0 = \sigma = 0$ сравнивали величины разрушающих нагрузок для неармированного основания и армированного в одном и в двух направлениях (рис. 3.20). Расстояние от подошвы до сетки изменяли от $0,25d$ до $1,5d$. При $h = 0,25d$ получены соответственно следующие величины разрушающих нагрузок (кН): 12,5 (100%); 26 (208%); 41,1 (363%). Для $h = 0,5d$; d и $1,5d$ разрушающие нагрузки при расположении арматуры в одном направлении соответственно равнялись 20,5; 16 и 14; в двух направлениях – 35; 26 и 16,5 кН.

В экспериментах $\sigma = 0$ и $e_0 = 0,25$ арматуру ставили в направлении действия момента. Для неармированного и армированного основания разрушающие нагрузки при $h = 0,25d$ соответственно составили 8,3 (100%) и 14,6 кН (176%).

Проведена серия опытов с моделью $d = 22$ см, $\lambda = 2$. Песок послойно укладывали до уровня подошвы модели, устанавливали модель и продолжали укладку песка. Арматурные сетки устанавливали одновременно с подготовкой основания. В каждом опыте размещали по одной сетке. Размеры сеток и их расположение условно показаны на рис. 3.21. При этом учитывались размеры и очертания поверхностей скольжения – 1, зон деформации – 2, эпюры перемещений основания – 3. Сетки располагали в зонах концентрации перемещений с учетом достаточности анкеровки в условно неподвижном массиве.

В таблице 3.5 приведены величины разрушающих нагрузок для разных случаев нагружения и расположения сеток.

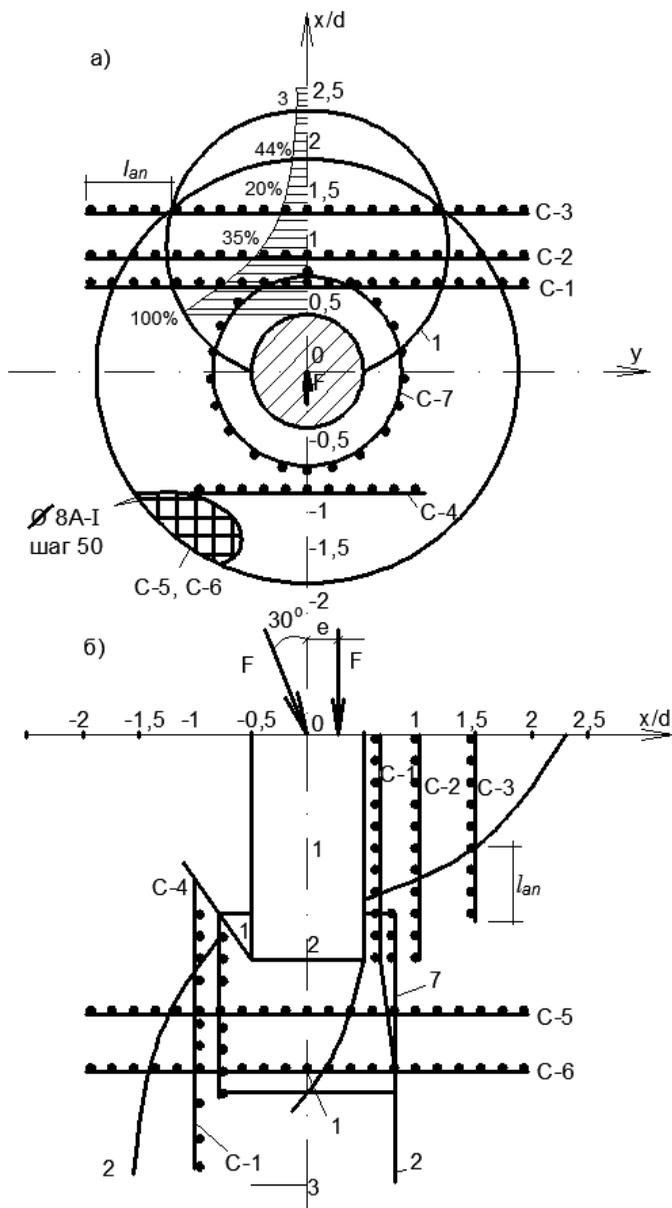


Рис. 3.21. Схема размещения арматурных сеток:
a – в плане; *б* – в разрезе

Таблица 3.5

ϵ_0	δ , град	F_{us} , кН, при расположении сеток							
		0*	1	2	3	4	5	6	7
0		85	–	–	–	–	130	102	146
0,5		65	110	86	73	79	98	76	101
	30	18	37	27	22	–	25	22	–

Примечание: * – в данной группе опытов сетку не ставили.

3.3.2. ОПЫТЫ НА ВОЗДУШНО-СУХОМ ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ С НЕЗАГЛУБЛЕННЫМИ ШТАМПАМИ

Методика экспериментов. Исследования проводили в металлических лотках разных размеров $1700 \times 1000 \times 350$ (h) мм и $500 \times 500 \times 500$ мм. Нагрузку передавали рычагами с передаточными числами от 2 до 10. В качестве моделей фундаментов использовали металлические штампы диаметрами от 100 до 300 мм и цилиндрические модели диаметром от 50 до 250 мм. Модели применяли с гладкой и шероховатой (из приклеенного песка) поверхностью. По верху моделей приваривали пластины с проточенными канавками для удобства опирания ножа рычага.

Просеянный песок укладывали слоями толщиной по 50 мм с уплотнением ручной металлической трамбовкой массой 5 и 10 кг. Число ударов трамбовки определяли заранее.

В качестве армирующих элементов использовали стальные арматурные стержни и полосы, сварные сетки, пластинки и полосы из органического стекла, ткань (мешковина), листы пластика, полосы из алюминиевой фольги.

Для изготовления отдельных стержней и сеток применяли проволоку классов В-1, Вр-1, А240 диаметром от 2 до 8 мм. Стальные полосы вырезали из листов стали марки Ст3. Органическое стекло имело толщину 5 мм и модуль упругости $E = 3000$ МПа. Толщина алюминиевой фольги составляла 0,2 мм. Устанавливали гладкие и шероховатые (с приклеенным песком) армирующие элементы.

Целью экспериментов являлось изучение влияния параметров армирования на несущую способность и перемещения моделей, точек оптимальных способов армирования и определение эмпирических зависимостей между отдельными величинами.

В опытах последовательно изменяли размеры армирующих элементов, плотность и жесткость армирования, шероховатость, простран-

ственное расположение и вид арматуры. Часто изучение влияния какого-либо параметра выполняли при найденных оптимальных других.

Влияние вида армирующих элементов. Во всех опытах с армированием наблюдали повышение несущей способности по сравнению с неармированным основанием табл. 3.6, рис. 3.22.

Армирование отдельными стержнями. Результаты опытов приведены на рис. 3.22 и 3.23, с увеличением относительной длины стержней от 1 до 4 при $\bar{b}_s = \text{const} = 1$ и $\bar{h}_s = \text{const} = 0,2$ несущая способность основания возрастала до двух раз. При $\bar{l}_s > 4$ скорость увеличения разрушающей нагрузки значительно снижалась, с уменьшением расстояния между арматурой несущая способность основания существенно возрастала.

Армирование основания сетками. На рисунках 3.23 – 3.30 приведены результаты экспериментов с сетками из стержней диаметром 3 мм с размерами ячеек $20 \times 20 \text{ мм}^2$ при $\bar{l}_s = 1 \dots 3,5$ и $\bar{l}_s = \text{const} = 1$.

Таблица 3.6

Арматура	Разрушающая нагрузка, кН	Относительная разрушающая нагрузка	Удельная несущая способность, Н/см ³	Условная жесткость
A1	1,7	2,43	202	0,18
A2	1,4	2,00	601	0,23
A3	2,0	2,87	250	0,22
A4	1,4	2,00	25	0,07
A5	0,95	1,36	81	0,01
A6	0,90	1,28	77	0,01

Примечание.

A1 – сетка $\bar{l} \times \bar{b} = 2 \times 1$; $d_{s1} = d_{s2} = 2,5 \text{ мм}$; $s_1 = s_2 = 12 \text{ мм}$;

A2 – сетка $\bar{l} \times \bar{b} = 2 \times 1$; $d_{s1} = d_{s2} = 1,2 \text{ мм}$; $s_1 = s_2 = 12 \text{ мм}$;

A3 – сетка $\bar{l} \times \bar{b} = 2 \times 1$, изогнута по окружности с радиусом $R = 2d$;
 $d_{sr} = d_{sr} = 2,5 \text{ мм}$; $s_b = s_r = 12 \text{ мм}$;

A4 – пластик $\bar{l} \times \bar{b} = 2 \times 1$, $t = 5 \text{ мм}$;

A5 – вертикально установленные стержни $d_s = 8 \text{ мм}$, $l_s = 225 \text{ мм}$;

A6 – то же горизонтально установленные стержни.

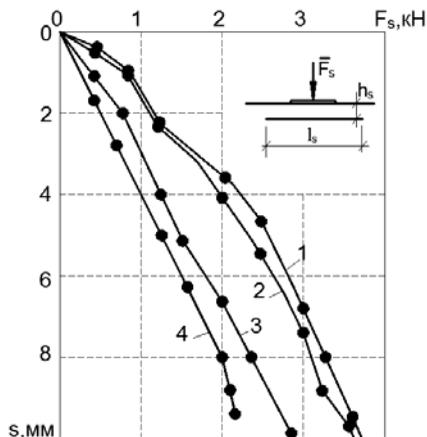


Рис. 3.22. Зависимость осадки от нагрузки при армировании отдельными металлическими стержнями диаметром 3 мм, $\bar{h}_s = 0,2$; $\bar{B}_s = 1$; $\bar{s}_s = 0,1$ и \bar{l}_s :
 1 - 4; 2 - 3; 3 - 2; 4 - 1

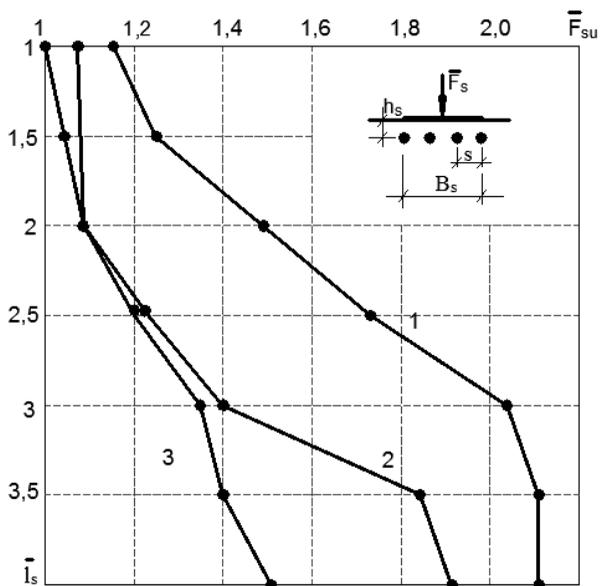


Рис. 3.23. Зависимость относительных величин несущей способности основания от длины армирующих стержней диаметром 3 мм при \bar{s} :
 1 - 0,1; 2 - 0,2; 3 - 0,3; $\bar{h}_s = 0,2$; $\bar{l}_s = 1$

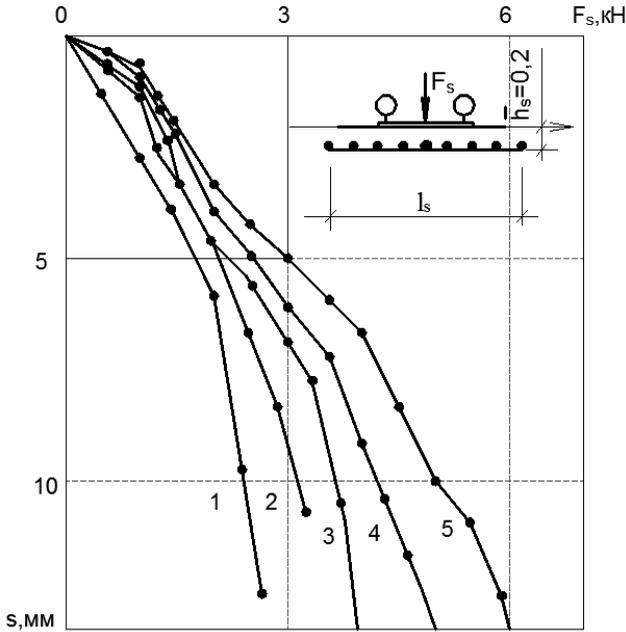


Рис. 3.24. Зависимость осадки от нагрузки при l_s :
 $l - 1$; $2 - 1,5$; $3 - 2$; $4 - 2,5$; $5 - 3,5$.
 Сетка с ячейками 20×20 мм², $\bar{d}_{s1} = \bar{d}_{s2} = 1$ мм; $\bar{b}_s = 1$

Влияние длины сеток видно из рис. 3.24. При $s = \text{const} = 5$ мм нагрузки на штамп составили ($\bar{h}_s = 0,2$):

$l_s = 1$	1,5	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
F_s , кН	1,80	2,17	2,25	2,46	2,78	2,90

Кривые « $s-F_s$ » для $l_s = 2$ и $2,5$ могут быть аппроксимированы следующими уравнениями:

$$S_3 = (0,463 - 2,68 \cdot 10^{-3} F_s + 1,13 \cdot 10^{-5} F_s^2) A;$$

$$S_4 = (0,438 - 2,68 \cdot 10^{-3} F_s + 1,63 \cdot 10^{-5} F_s^2) A,$$

где A – параметр размерности.

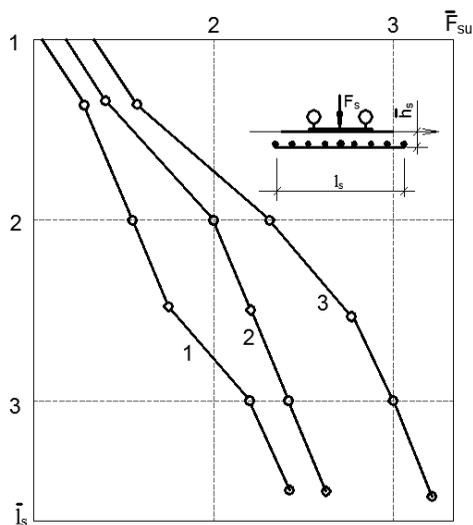


Рис. 3.25. Зависимость несущей способности основания от относительной длины сетки \bar{l}_s при \bar{h}_s :
1 – 0; 2 – 0,1; 3 – 0,2

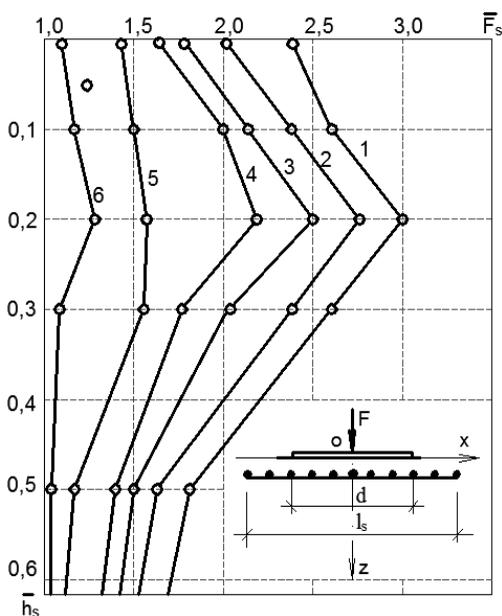


Рис. 3.26. Зависимость относительных величин разрушающей нагрузки и заглубления арматуры при:
1 – 3,5; 2 – 3; 3 – 2,5;
4 – 2; 5 – 1,5; 6 – 1

Многочисленными опытами, например, приведенными на рис. 3.25 и 3.26 показано, что наиболее эффективно расположение арматуры на глубине $0,2d$. Выше и ниже оптимальной глубины величина разрушаю-

щей нагрузки значительно снижалась. Влияние армирования основания сказывается при размещении сеток до глубины, равной диаметру штампа (рис. 3.26, $d_s = 3$ мм, $\bar{b}_s = 1$ размеры ячеек 20×20 мм²).

Результаты наших опытов получились близкими, к приведенным в [25]. Заниженными оказались величины разрушающих нагрузок при $\bar{b}_s = 1$. Влияние размеров ячеек при $l_s = 450$ мм, $b_s = 150$ мм, $\bar{h}_s = 0,2$ видно из рис. 3.27 и 3.28. Для $\bar{h}_s = 0,2$ и $s = 5$ мм нагрузки на штамп составили:

Размер ячеек, мм ²	15×15	20×20	30×30	40×40	65×65
F_s , кН	3,15	2,82	2,68	2,17	1,75

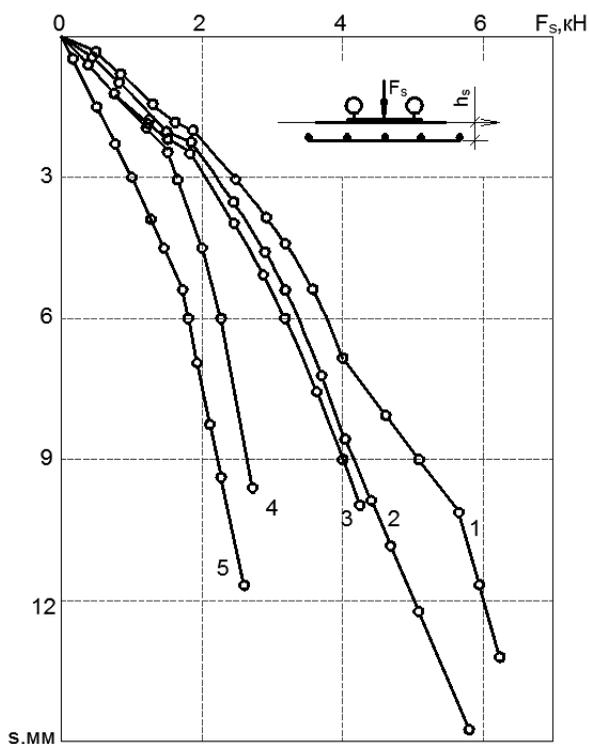


Рис. 3.27. Зависимость осадки штампа от нагрузки при $\bar{h}_s = 0,2$ и размерах ячеек сетки (мм²):

1 – 15×15; 2 – 20×20; 3 – 30×30; 4 – 40×40; 5 – 45×45; $\bar{l}_s = 3$; $\bar{b}_s = 1$; $d_s = 3$ мм

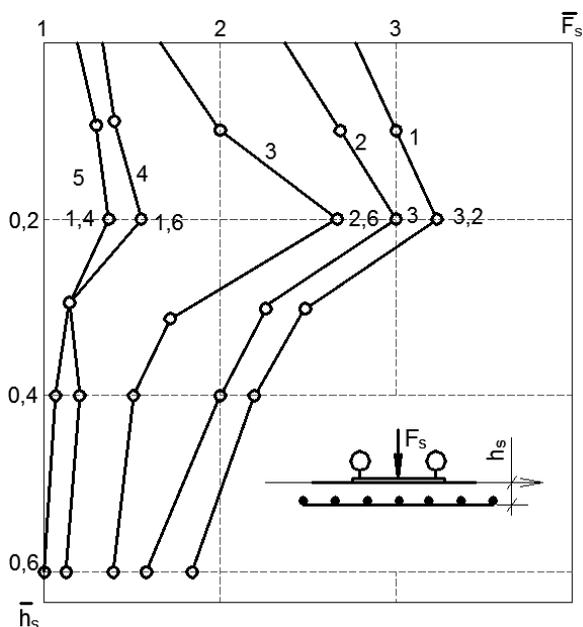


Рис. 3.28. Зависимость относительных величин нагрузки и заглубления сетки при $d_s = 3$ мм и размерах ячеек (мм²):

1 – 15×15; 2 – 20×20; 3 – 35×30; 4 – 40×40; 6 – 65×45; $l_s = 450$ мм; $b_s = 150$ мм

Для различных размеров ячеек максимум несущей способности наблюдали при $\bar{h}_s = 0,2$ (рис. 3.28). Величина разрушающей нагрузки резко снижалась при размерах ячеек больше, чем 35×30 мм ($\bar{s}_1 \times \bar{s}_2 = 12 \times 10$).

Относительные величины разрушающих нагрузок составили:

Размер ячеек, мм ²	15×15	20×20	30×30	40×40	65×65
F_s , кН	3,2	3,0	2,6	1,6	1,4

Опыты с сеткой ($l_s = 275$ мм, $b_s = 165$ мм, $d_s = 1,5$ мм, $\bar{s}_1 \times \bar{s}_2 = 25 \times 25$ мм²) проведены при трех значениях плотности основания. Результаты показаны на рис. 3.29. Пунктиром обозначены величины разрушающих нагрузок для неармированного основания. Для более рыхлого основания максимум несущей способности располагается несколько ниже, увеличиваясь от 0,2 до 0,3В. В этой серии опытов влияние армирования сказывалось до глубины, примерно равной $1,25 \bar{d}$.

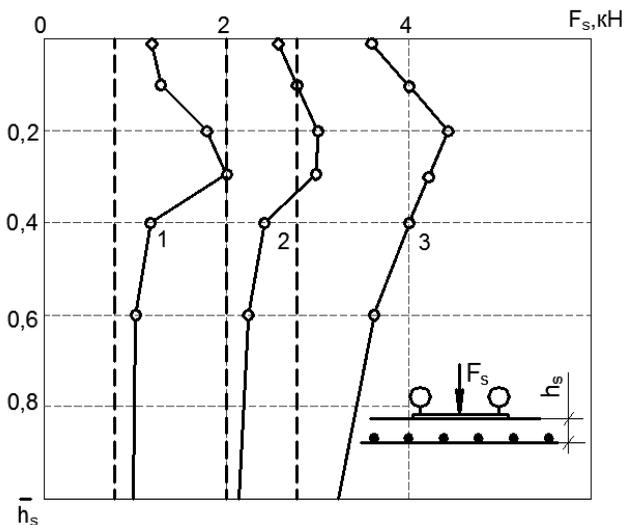


Рис. 3.29. Зависимость несущей способности основания от относительного заглубления армирующих элементов при ρ (г/см³):
1 – 1,50; 2 – 1,58; 3 – 1,63

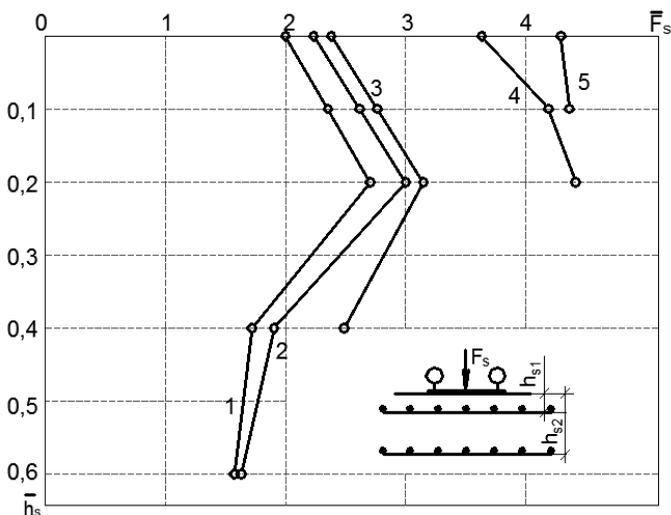


Рис. 3.30. Зависимость относительных величин разрушающей нагрузки и глубины заложения верхней сетки при \bar{h}_{se} :
1 – 1; 2 – 0,8; 3 – 0,6; 4 – 0,4; 5 – 0,2

Многослойное армирование. Рассмотрены результаты опытов с двойным армированием (рис. 3.30, табл. 3.7). Использовали две одинаковые сетки ($h_s = 150$ мм, $d_s = 3$ мм, $s_1 = s_2 = 30$ мм). В каждой серии опытов нижнюю сетку располагали на постоянной глубине: 1; 0,8; 0,6; 0,4; 0,2 или 0,1В, а глубину верхней сетки последовательно увеличивали. Величина максимальной разрушенной нагрузки получена при $\bar{h}_s = 0,2$.

Результаты опытов с тройным армированием приведены в табл. 3.8.

Таблица 3.7

№ опыта	Расстояние до нижней сетки, \bar{h}_{s1}	Расстояние до верхней сетки, \bar{h}_{s2}	Относительная несущая способность, \bar{F}_{us}
1	1	0,8	1,96
2	1	0,6	2,02
3	1	0,4	2,1
4	1	0,2	2,3
5	1	0,1	2,4
6	1	0	2,1
7	0,8	0,6	2,0
8	0,8	0,4	2,2
9	0,8	0,2	3,0
10	0,8	0,1	2,9
11	0,8	0	2,4
12	0,6	0,3	2,3
13	0,6	0,2	3,2
14	0,6	0,1	2,9
15	0,6	0	2,4
16	0,4	0,2	4,2
17	0,4	0,1	4,1
18	0,4	0	3,8
19	0,2	0,1	4,3
20	0,2	0	4,2

Максимальный эффект достигали $\bar{h}_{s1} = 0,2$ и $\bar{h}_{s2} = 0,4$.

С увеличением числа слоев падает приращение несущей способности и, следовательно, эффективность.

Влияние относительного шага стержней. Опыты проводили со штампом диаметром 150 мм. В качестве армирующего элемента использовали сварную сетку размером $2d \times d$ при $d_{s1} = d_{s2} = 4$ мм. Результаты экспериментов приведены в табл. 3.9.

Таблица 3.8

№ опыта	\bar{h}_{s3}	\bar{h}_{s2}	\bar{h}_{s1}	F_{us} , кН	F_{uf} , кН	\bar{F}_{us}
1		0,6	0,4	2,8	1,6	1,75
2		0,1	0,2	6,0	1,6	3,75
3	1	0,2	0	0	1,6	3,75
4	0,8	0,2	0	0,2	1,6	3,88
5	0,6	0,2	0	6,6	1,6	4,13
6	0,4	0,2	0	9,8	1,6	6,13

Таблица 3.9

№ серии	s/d_s	\bar{h}_s	F_{us} , Н	\bar{F}_{us}
1	3,75	0	700	1,34
		0,25	1140	3,00
		0,5	1050	2,84
		0,75	560	1,48
		1	380	1,00
2	7,5	0	620	1,63
		0,25	1040	2,81
		0,5	840	2,06
		0,75	500	1,31
		1	380	1,00
3	11,25	0	600	1,58
		0,25	990	3,61
		0,5	810	2,13
		0,75	400	1,06
		1	380	1,00

Как видно из табл. 3.9, уменьшение шага стержней ведет к увеличению несущей способности. Аналогичные результаты получены и в другой серии опытов (рис. 3.31).

Армирование металлическими полосами. Проведены три серии опытов с полосами длиной $\bar{l}_s = 1$ и 3, погруженными на глубину $\bar{h}_s = 0,2$ (рис. 3.32). В первой серии использованы гладкие полосы, во второй – полосы с дискретной шероховатостью, в третьей – шероховатые с обеих сторон. Как видно (рис. 3.33), осадка уменьшалась с увеличением шероховатости контактной поверхности армирующих элементов. Для $s = 5$ мм нагрузка на основание, армированное шероховатыми с обеих сторон пластинами, на 24% превышала нагрузку на основание при гладкой арматуре.

Влияние расстояния от армирующего элемента до штампа при внецентренной нагрузке. Результаты опытов с сеткой $\bar{l}_s \times \bar{b}_s = 2 \times 1$; $d_{s1} = d_{s2} = 5$ мм ($0,033d$); $s_1 = s_2 = 50$ мм ($0,33d$) даны в табл. 3.10.

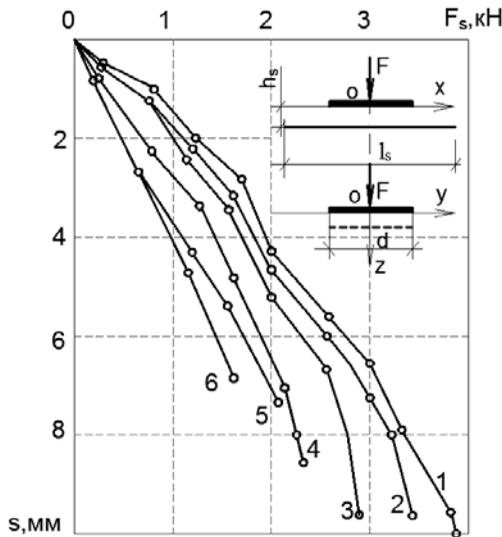


Рис. 3.31. Зависимость осадки штампа от нагрузки

при $\bar{h}_s = 0,2$; $\bar{l}_s = 3$ (1–3) $\bar{l}_s = 1$ (4–6) и \bar{b}_s :

1, 4 – 0,1; 2, 5 – 0,2; 3, 6 – 0,3

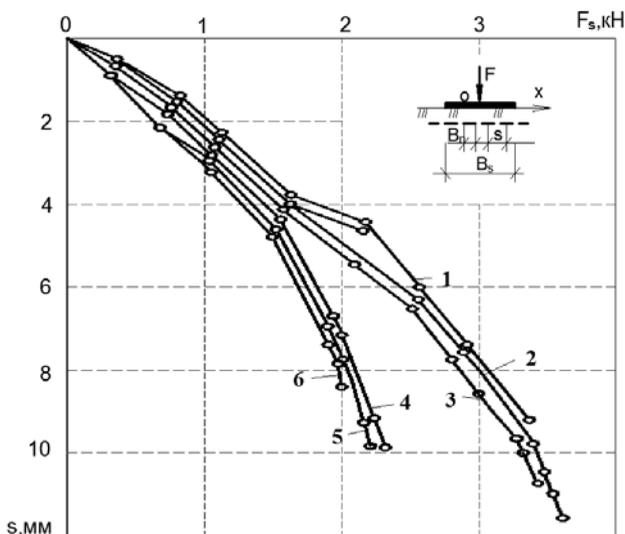


Рис. 3.32. Зависимость осадки от нагрузки при разном шаге армирования для:
 $l_s = 3$ и \bar{s} : 1 - 0,3; 2 - 0,4; 3 - 0,5; $\bar{l}_s = 1$ и \bar{s} : 4 - 0,3; 5 - 0,4; 6 - 0,5

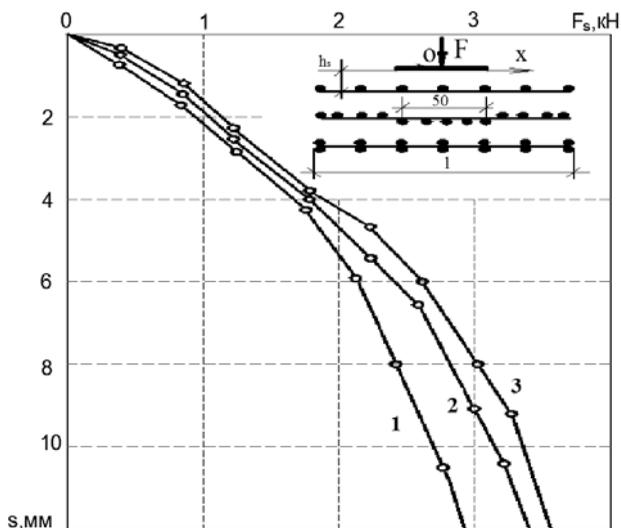


Рис. 3.33. Зависимость осадки от нагрузки при $l_s = 3$, $\bar{s} = 0,3$ и армировании металлическими полосами шириной 35 мм:
 1 - гладкими с обеих сторон; 2 - с дискретной шероховатостью с обеих сторон;
 3 - шероховатыми с обеих сторон

Таблица 3.10

e_0	\bar{h}_s	F_{us} , кН	F_{us} , кН	\bar{F}_{us}
0	0,0	5,1	10,0	2,12
	0,1		12,9	2,35
	0,2		11,2	2,20
	0,4		9,8	1,92
	0,6		8,0	1,66
	0,8		6,4	1,22
	1,0		5,4	1,06
0,25	0,0	3,9	6,9	1,77
	0,2		9,0	2,31
	0,4		8,3	2,13
	0,6		6,7	1,72
	0,8		4,1	1,06
	1,0		3,9	1,00
0,6	0,0	1,6	4,2	2,63
	0,2		2,8	1,75
	0,4		2,4	1,50
	0,6		2,1	1,31
	0,8		1,8	1,12
	1,0		1,7	1,06
0,76	0,0	0,5	1,8	3,6
	0,2		1,1	2,2
	0,4		0,6	1,2
	0,6		0,5	1,0
	0,8		0,5	1,0
	1,0		0,5	1,0

Влияние смещения армирующих элементов относительно оси штампа. В опытах изменяли e_0 и e_{0s} (относительное расстояние от центра штампа до центра тяжести участка армирования).

В первой группе опытов со штампом $d = 150$ мм основание армировали пятью стержнями диаметром 8 мм из стали класса А-1 при $l_s = 300$ мм, $s = 40$ мм, $\bar{h}_s = 0$ и 0,2. Результаты экспериментов приведены в табл. 3.11.

Ниже приведены результаты экспериментов также со штампом $d = 150$ мм при армировании сварной сеткой размером $2d \times d$ ($d_{s1} = d_{s2} = 4$ мм; $s_1 = s_2 = 40$ мм). При смещении сетки наибольшая несущая способность получена в случае $e_0 = e_{0s}$ (табл. 3.12).

Влияние длины металлических полос ($\bar{h}_s = 0,2$; $\bar{s} = 0,3$; $\bar{b}_s = 35$ мм; $t_s = 5$ мм) на осадку показано на рис. 3.34. Графики имеют плавное криволинейное очертание. Верхняя граница эффективной длины арматуры не была установлена. Сравним относительные величины разрушающих нагрузок \bar{F}_{us} по результатам серий опытов, показанных на рис. 3.33 и 3.34 при $\bar{h}_s = 0,2$, $\bar{s} = 0,3$ (рис. 3.35). Для $\bar{l}_s \geq 4$ скорость приращения разрушающей нагрузки существенно снижалась.

Таблица 3.11

№ серии	\bar{e}_0	\bar{e}_{0s}	F_{us} , кН	F_{us} , кН	\bar{F}_{us}
1	0	0	5,2	9,9	1,93
	0,25	0	3,2	5,0	1,54
	0,5	0	2,0	3,0	1,50
	0,75	0	0,8	1,1	1,40
2	0	0,25	5,2	9,4	1,80
	0,25	0,25	3,2	7,4	2,31
	0,5	0,25	2,0	4,2	2,10
	0,75	0,25	0,8	1,8	2,20
3	0	0,5	5,2	8,9	1,70
	0,25	0,5	3,2	6,8	2,30
	0,5	0,5	2,0	5,2	2,60
	0,75	0,5	0,8	2,0	2,50
4	0	0,75	5,2	6,2	1,19
	0,25	0,75	3,2	5,2	1,63
	0,5	0,75	2,0	3,6	1,83
	0,75	0,75	0,8	2,4	3,00

Таблица 3.12

№ серии	e_0	e_{0s}	\bar{h}_s	F_{us} , кН	F_{us} , кН	\bar{F}_{us}
1	0	0	0	5,2	8,4	1,71
	0,25	0	0	3,2	5,2	1,63
	0,5	0	0	2,0	2,0	1,40
	0,75	0	0	0,8	1,0	1,25
2	0	0	0,2	5,2	13,2	2,54
	0,25	0	0,2	3,2	6,8	2,12
	0,5	0	0,2	2,0	4,0	2,00
	0,75	0	0,2	0,8	1,5	1,90
3	0	0,25	0	5,2	7,9	1,52
	0,25	0,25	0	3,2	7,7	2,73
	0,5	0,25	0	2,0	2,9	1,45
	0,75	0,25	0	0,8	1,0	1,25
4	0	0,25	0,2	5,2	12,0	2,30
	0,25	0,25	0,2	3,2	12,0	2,75
	0,5	0,25	0,2	2,0	5,0	2,50
	0,75	0,25	0,2	0,6	1,7	2,15
5	0	0,5	0	5,2	5,8	1,31
	0,25	0,5	0	3,2	5,8	1,80
	0,5	0,5	0	2,0	6,4	2,28
	0,75	0,5	0	0,8	1,6	2,00
6	0	0,5	0,25	5,2	11,8	2,27
	0,25	0,5	0,25	3,2	7,4	2,34
	0,5	0,5	0,25	2,0	7,0	3,50
	0,75	0,5	0,25	0,6	2,1	2,75
7	0	0,75	0	5,2	5,9	1,14
	0,25	0,75	0	3,2	5,4	2,17
	0,5	0,75	0	2,0	5,0	2,50
	0,75	0,75	0	0,8	2,4	3,00
8	0	0,75	0,25	5,2	7,8	1,50
	0,25	0,75	0,25	3,2	6,0	1,92
	0,5	0,75	0,25	2,0	5,8	2,90
	0,75	0,75	0,25	0,8	2,8	2,72

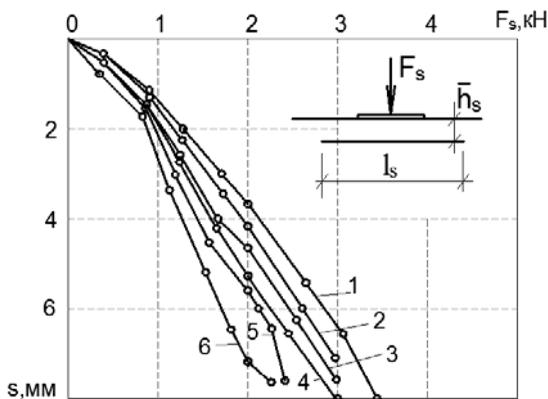


Рис. 3.34. Зависимость осадки от нагрузки при армировании шероховатыми металлическими полосами $b_s = 35$ мм и \bar{T}_s :
 $1 - 4$; $2 - 3$; $3 - 2,5$; $4 - 2$; $5 - 1,5$; $6 - 1$ ($\bar{s} = 0,3$)

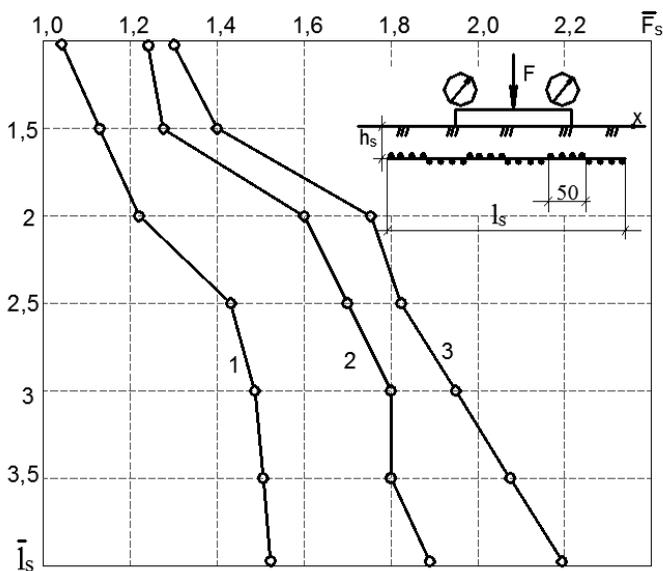


Рис. 3.35. Зависимость величины разрушающей нагрузки от состояния поверхности металлических полос шириной 35 мм:
 1 – гладкие полосы; 2 – с дискретной шероховатостью с обеих сторон;
 3 – шероховатые с обеих сторон

Состояние контактной поверхности металлических полос также оказывало заметное влияние на величину разрушающей нагрузки F_{us} (табл. 3.13).

Таблица 3.13

\bar{T}_s	\bar{F}_{us} при состоянии контактной поверхности		
	шероховатые	с дискретной шероховатостью	гладкие
1	1,30	1,25	1,06
2	1,76	1,60	1,26
3	1,09	1,80	1,46
4	2,10	1,90	1,60

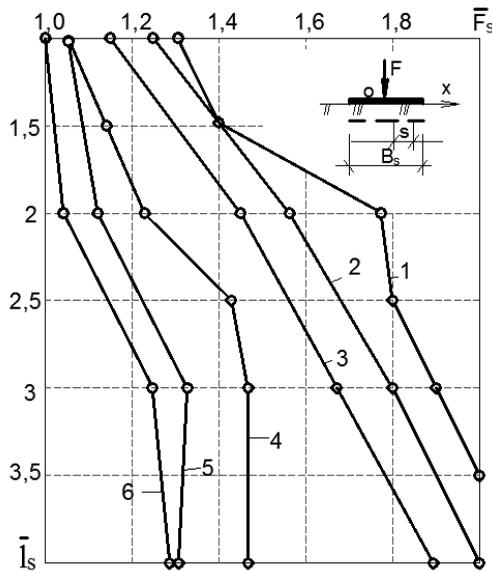


Рис. 3.36. Зависимость несущей способности основания от длины шероховатых (1 – 3) и гладких (4 – 6) металлических полос

шириной 35 мм при \bar{s} :
1, 4 – 0,3; 2, 5 – 0,4; 3, 6 – 0,5

Влияние плотности армирования гладкими и шероховатыми полосами разной длины на относительную величину разрушающей нагрузки показано на рис. 3.36. При гладкой поверхности полос с относительной длиной $\bar{l}_s > 3$ увеличение несущей способности армированного основания незначительно, при шероховатой наблюдали линейное увеличение величин разрушающих нагрузок во всем диапазоне изменения $1 \leq \bar{l}_s \leq 4$.

Сопоставление результатов экспериментов, выполненных с использованием различных армирующих элементов (рис. 3.37), показало, что наибольшая несущая способность была достигнута при армировании сеткой с ячейками $20 \times 20 \text{ мм}^2$. Более наглядно это видно на рис. 3.38. Разрушающая нагрузка возрастала более, чем в 3 раза при армировании сетками и более, чем в 2 раза при армировании шероховатыми металлическими полосами.

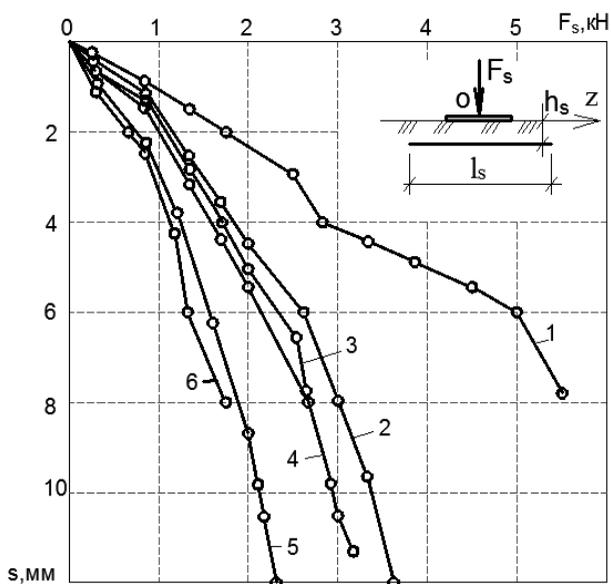


Рис. 3.37. Зависимость между нагрузкой и осадкой

при $\bar{l}_s = 3$; $\bar{s} = 0,3$; $d_{s1} = d_{s2} = 3 \text{ мм}$ и армировании:

1 – сеткой с ячейками $20 \times 20 \text{ мм}$; 2 – шероховатыми металлическими полосами ($b_s = 35 \text{ мм}$); 3 – то же гладкими полосами; 4 – стержнями диаметром 3 мм; 5 – полосами из ткани ($b_s = 35 \text{ мм}$); 6 – осадка неармированного основания

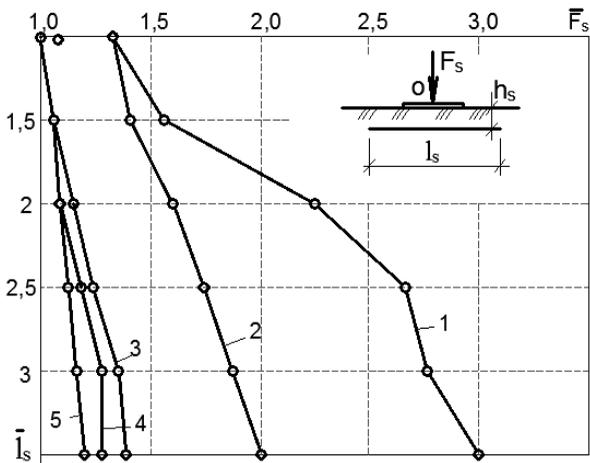


Рис. 3.38. Зависимость несущей способности основания от длины арматуры при $\bar{h}_s = 0,2$:

$\bar{s} = 0,3$; $\bar{b}_s = 1$ при армировании: 1 – сеткой с ячейками 20×20 мм; 2 – шероховатыми металлическими полосами шириной 35 мм; 3 – отдельными стержнями диаметром 3 мм; 4 – гладкими металлическими полосами шириной 35 мм; 5 – полосами на ткани шириной 35 мм

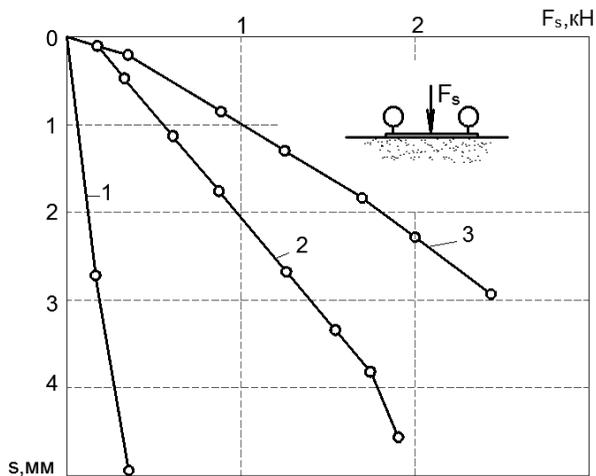


Рис. 3.39. Зависимость осадки от нагрузки в неармированном грунте при ρ (г/см³): 1 – 1,50; 2 – 1,58; 3 – 1,63

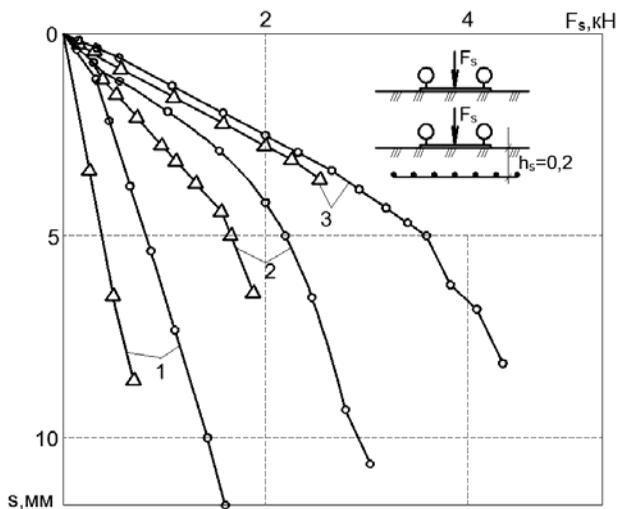


Рис. 3.40. Зависимость осадки штампа от нагрузки при ρ (г/см^3):
 1 – 1,51; 2 – 1,58; 3 – 1,63; $l_s = 275$ мм; $b_s = 160$ мм; ячейка 25×25 мм²;
 $d_{s1} = d_{s2} = 1,5$ мм

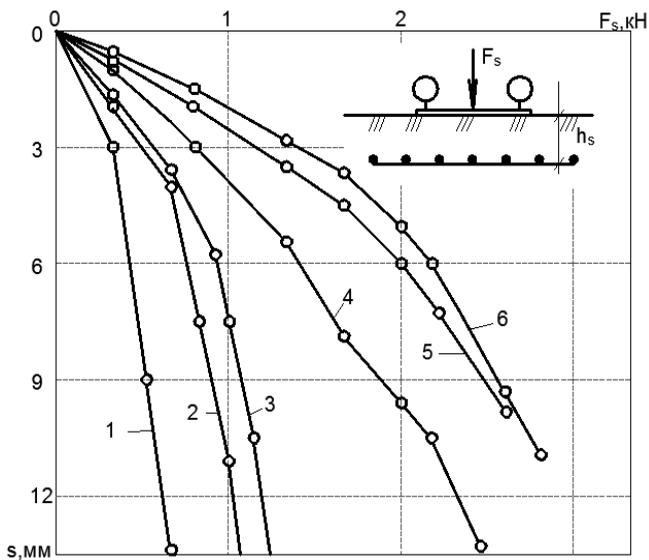


Рис. 3.41. Зависимость осадки от нагрузки при h_s :
 1, 4 – 0; 2, 5 – 0,1; 3, 6 – 0,2 и ρ (г/см^3); 1 – 3 – 1,50; 4 – 6 – 1,58
 ($l_s = 275$ мм; $b_s = 160$ мм; ячейка 25×25 мм²; $d_{s1} = d_{s2} = 1,5$ мм)

Опыты при разной плотности песка. Результаты экспериментов показаны на рис. 3.37, 3.40 и 3.41. Величины разрушающих нагрузок для неармированного основания при $\rho = 1,5; 1,58$ и $1,63$ г/см³ соответственно равнялись (рис. 3.37): 0,8; 2 и 2,8 кН. Армирование производили сварными сетками из проволоки диаметром 1,5 мм с ячейками 25×25 мм. На рисунке 3.24 приведены графики для $l_s = 275$ мм, $b_s = 165$ мм и $\bar{h}_s = 0,2$. С увеличением плотности основания эффект армирования снижался. При разной плотности основания наибольшая несущая способность получена при $\bar{h}_s = 0,2$ (рис. 3.41).

Результаты опытов со стержнями и сетками из проволоки диаметром 4 мм приведены в табл. 3.14.

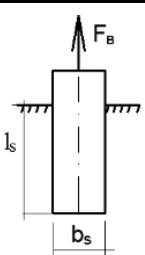
Опыты на выдергивание стальной полосы. Эксперименты проводили в послонно уплотненном до $\rho = 1,58$ г/см³ воздушно-сухом песчаном основании. Полосу шириной 35 мм и толщиной 1 мм выдергивали вертикально вверх. Усилие выдергивания определяли динамометром растяжения. Результаты опытов приведены в табл. 3.15.

Армирование вертикальными стержнями и сетками. Эффект армирования виден из рис. 3.40. Несущая способность основания, армированного сетками, оказалась почти вдвое выше, чем при армировании стержнями.

Таблица 3.14

Вид армирования	\bar{h}_s	Относительная несущая способность $\bar{F}_{ис}$ при $\rho, \text{ г/см}^3$			
		1,55	1,58	1,61	1,61
Стержни $d_s = 4$ мм; $s = 40$ мм; $l_s = 2; n_s = 5$	0	1,1	1,4	1,5	1,6
	0,2	1,3	1,6	1,7	2,2
	0,4	1,1	1,3	1,4	1,5
Сетка $d_{s1} = d_{s2} = 4$ мм; $s_1 = s_2 = 75$ мм	0	1,2	1,6	1,6	1,7
	0,2	1,4	1,9	2,0	2,3
$x = 2x$	0,4	1,2	1,5	1,5	1,6
Сетка $d_{s1} = d_{s2} = 4$ мм; $s_1 = s_2 = 75$ мм $l \times b = 3d \times d$	0	1,4	1,8	2,0	2,3
	0,2	1,5	2,2	2,6	3,0
	0,4	1,3	1,8	2,1	2,1

Таблица 3.15

Эскиз	\bar{l}_s	$f_m, \text{Н/см}^2$ (числитель), f_{m1} / f_{m1} (знаменатель) для полосы		
		гладкой	шероховатой на 0,5А	полностью шероховатой
	4	$\frac{0,204}{1,0}$	$\frac{0,306}{1,5}$	$\frac{0,306}{1,5}$
	6	$\frac{0,544}{1,0}$	$\frac{0,680}{1,25}$	$\frac{0,680}{1,25}$
	8	$\frac{0,714}{1,0}$	$\frac{0,680}{1,25}$	$\frac{0,680}{1,25}$
	10	$\frac{0,735}{1,0}$	$\frac{0,168}{1,1}$	$\frac{0,979}{1,33}$
	12	$\frac{0,816}{1,0}$	$\frac{0,884}{1,08}$	$\frac{1,089}{1,33}$
	15	$\frac{0,873}{1,0}$	$\frac{0,978}{1,12}$	$\frac{1,195}{1,37}$

Оптимальное армирование при внецентренной нагрузке. Исследовали зависимость $F_{us} = f(e_0, e_{0s}, h_s)$ при различных армирующих элементах.

В одной серии опытов со штампом диаметром 150 мм грунт армировали отдельными стержнями ($d_s = 8$ мм; $l_s = 300$ мм; $h_s = 5$ мм; $s = 40$ мм; $\bar{h}_s = 0$ и $0,2$; $e_0 = 0; 0,25; 0,5$ и $0,75$). Результаты опытов приведены в табл. 3.16.

Наибольший эффект был достигнут при $e_0 = e_{0s}$. В другой серии опытов со штампом диаметром 150 мм основание армировали сварной сеткой размером $2d \times d$ при $d_{s1} = d_{s2} = 4$ мм; $s_1 = s_2 = 40$ мм. Полученные результаты приведены в табл. 3.17.

В третьей серии опытов использовали штамп диаметром 300 мм. Основание армировали сеткой размером $\bar{l} \times \bar{b} = 2 \times 1$ с $d_{s1} = d_{s2} = 2$ мм; $s_1 = s_2 = 30$ мм. Сетку смещали как в сторону приложения нагрузки, так и в противоположную сторону. На рисунке 3.43 показана зависимость между относительной разрушающей нагрузкой и смещением армирующего элемента. Максимум несущей способности получили при совпадении оси нагрузки с осью армирующего элемента. Смещение сетки в положительном направлении оси x давало больший эффект, чем в сторону, противоположную направлению нагрузки.

Таблица 3.16

e_0	e_{0s}	F_{us} , кН	F_{us} , кН	\bar{F}_{us}
0	0,0	5,2	9,9	1,93
0,25	0,0	3,2	5,0	1,54
0,5	0,0	2,0	3,0	1,50
0,75	0,0	0,0	1,1	1,40
0	0,25	5,2	9,4	1,0
0,25	0,25	3,2	7,4	2,31
0,5	0,25	2,0	4,2	2,10
0,75	0,25	0,8	1,8	2,25
0	0,6	5,2	9,9	1,70
0,25	0,5	3,2	6,8	2,30
0,6	0,5	2,0	5,2	2,60
0,75	0,5	0,8	2,0	2,50
0	0,75	5,2	6,2	1,19
0,25	0,75	3,2	5,2	1,63
0,5	0,75	2,0	3,6	1,83
0,75	0,75	0,8	2,4	3,00

Таблица 3.17

e_0	e_{0s}	\bar{h}_s	F_{us} , кН	F_{us} , кН	\bar{F}_{us}
0,0	0,0	0,0	5,2	8,4	1,71
0,25	0,0	0,0	3,2	5,2	1,63
0,5	0,0	0,0	2,0	2,0	1,40
0,75	0,0	0,0	0,8	1,0	1,25
0,0	0,0	0,2	5,2	13,2	2,54
0,25	0,0	0,2	3,2	6,8	2,12
0,5	0,0	0,2	2,0	4,0	2,00
0,75	0,0	0,2	0,8	1,5	2,90

Продолжение табл. 3.17

e_0	e_{0s}	\bar{h}_s	F_u , кН	F_{us} , кН	\bar{F}_{us}
0,0	0,25	0,0	5,2	7,9	1,53
0,25	0,25	0,0	3,2	7,7	2,79
0,5	0,25	0,0	2,0	2,9	1,45
0,75	0,25	0,0	0,8	1,0	1,25
0,0	0,25	0,2	5,2	12,0	2,30
0,25	0,25	0,2	3,2	12,0	3,75
0,5	0,25	0,2	2,0	5,0	2,50
0,75	0,25	0,2	0,8	1,7	2,6
0,0	0,5	0,0	5,2	5,8	1,31
0,25	0,5	0,0	3,2	5,8	1,80
0,5	0,5	0,0	2,0	6,4	2,28
0,75	0,5	0,0	0,8	1,6	2,00
0,0	0,5	0,25	5,2	11,8	2,27
0,25	0,5	0,25	3,2	7,4	2,34
0,5	0,5	0,25	2,0	7,0	3,50
0,75	0,5	0,25	0,8	2,1	2,72
0,0	0,75	0,0	5,2	5,9	1,14
0,25	0,75	0,0	3,2	5,4	2,17
0,5	0,75	0,0	2,0	5,0	2,50
0,75	0,75	0,0	0,8	2,4	3,00
0,0	0,75	0,25	5,2	7,8	1,50
0,25	0,75	0,25	3,2	6,0	1,92
0,5	0,75	0,25	2,0	5,8	2,90
0,75	0,75	0,25	0,8	2,8	2,72

На рисунке 3.44 показана зависимость крена от нагрузки при разных значениях e_{0s} . Минимальная величина крена была при $e_0 = e_{0s}$.

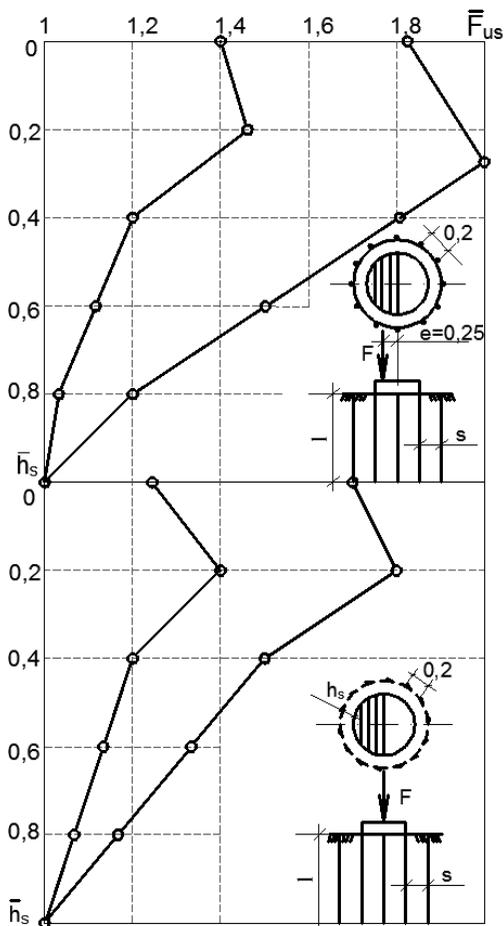


Рис. 3.42. Зависимость относительной разрушающей нагрузки от расстояния до вертикальных стержней 1 и сеток 2 при $\bar{e}_0 = 0,25$ (а) и $\bar{e}_0 = 0$ (б)

Опыты показали, что смещением армирующего элемента при внецентренном приложении нагрузки можно достичь повышения несущей способности до трех раз. С увеличением эксцентриситета нагрузки возрастал эффект смещения арматуры.

Усиление основания сотообразными элементами. При устройстве искусственных оснований в отдельных случаях рационально усиление сотообразными элементами разной конфигурации (рис. 3.45).

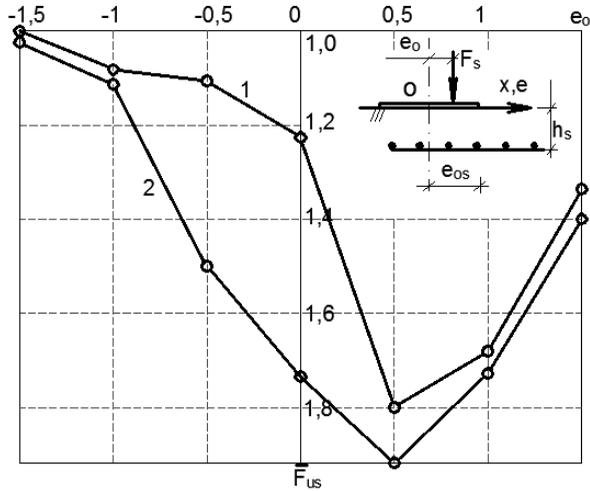


Рис. 3.43. Влияние смещения армирующего элемента на относительную разрушающую нагрузку при $\bar{h}_s = \text{const} = 0,2$ и $e_0 = 0,5$ (1), $e_0 = 0,75$ (2)

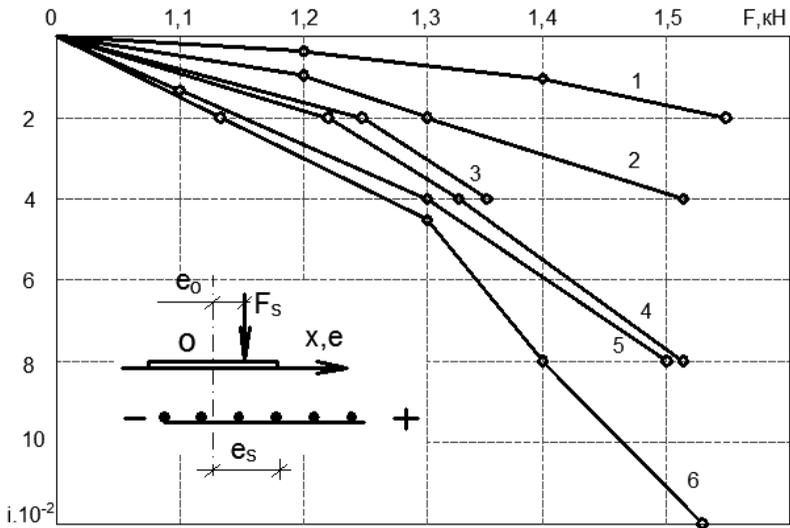


Рис. 3.44. Развитие крена модели при:

$\bar{h}_s = 0,2$; $e_0 = 0,75$; 1 - $e_{0s} = 1,5$; 2 - $e_{0s} = 1$; 3 - $e_{0s} = 0,5$;
4 - $e_{0s} = 1,5$; 5 - $e_{0s} = 1$; 6 - $e_{0s} = 0,5$

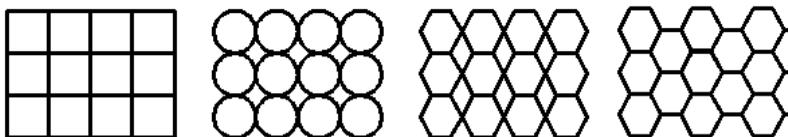


Рис. 3.45. Различные формы ячеек сотов

Элементы устанавливаются заранее, а затем засыпаются грунтом оптимальной влажности с уплотнением. Большой эффект может быть достигнут вдавливанием элементов в подготовленное основание. Возможен вариант основания из уложенных мешочков с грунтом. Элементы каркаса основания состоят из регулярно повторяющихся элементов правильной геометрической формы. Отметим, что соты широко применяются в самолетостроении.

Основными геометрическими параметрами сот являются: толщина (высота) сот, ширина граней, угол формообразования, плотность сот, жесткость ячеек, плотность материала. При выборе материала следует учитывать его коррозионную стойкость, ползучесть, долговечность, стоимость. В качестве материалов для изготовления сотообразных элементов можно применить обычный и предварительно напряженный железобетон, сталь, пластик, сплавы, композиционные составы.

Модули деформации материала сот и грунтового заполнителя значительно отличаются. Нормальная жесткость и жесткость на сдвиг в разных направлениях существенно различаются.

При передаче на основание с сотовыми элементами нагрузки через фундамент возможны следующие формы разрушений: общая и(или) местная потеря устойчивости в виде искривления, сморщивания, разрыва, смятия, сдвига, выпора. Важным является учет влияния жесткости грунтового заполнителя на величину критических нагрузок.

Расчет перемещений основания, усиленного сотообразными элементами, для различных условий нагружения и граничных условий является другой, не менее сложной задачей.

Предварительными экспериментами* показана достаточно высокая несущая способность цилиндрических песчаных образцов в бумажной оболочке. Позднее автором повторены опыты с образцами в полиэтиленовой и тканевой оболочке.

* Опыты проводила М. С. Рябова при консультации проф. А. Г. Барченкова.

Поставлены эксперименты со штампом диаметром 250 мм на основании с уложенными тканевыми мешочками, наполненными песком.

При $\rho = \text{const}$ и $s = \text{const}$ нагрузка на основание из мешочков возрастала до 3–4 раз.

Проведена серия опытов со штампом диаметром 100 мм на воздушно-сухом песчаном основании при $e_0 = 0$, $\delta = 0$ и 10° . Песок отсыпали слоями с высоты 50 см над уровнем засыпки. Параллельные опыты выполнены на основании, усиленном вертикальными трубками из ватмана диаметром 25 мм и высотой 200 мм. Здесь песок также отсыпали с высоты 50 см. Величина разрушающей нагрузки на усиленное основание в среднем в 2,6 раза превышала значения для неармированного основания.

При проектировании следует:

- выбрать материал, рациональную форму и размеры ячеек, их жесткость, схемы соединения элементов между собой;

- определить обобщенные характеристики основания: E_z , E_x , E_y , G_{xy} , G_{xz} , G_{yz} , μ_z , μ_x , μ_y ;

- вычислить напряжения в элементах сот, грунте, проверить условия прочности и устойчивости;

- произвести расчет комбинированного основания по деформациям;

- назначить технологические требования к устройству основания.

В ряде случаев при сложных силовых воздействиях основание, усиленное сотовыми элементами, является оптимальным. Требуются фундаментальные исследования этой сложной конструктивной системы.

3.3.3. ОПЫТЫ НА ВОЗДУШНО-СУХОМ ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ С ЦИЛИНДРИЧЕСКИМИ МОДЕЛЯМИ ФУНДАМЕНТОВ

Песок укладывали слоями толщиной по 50 мм с уплотнением трамбовкой до уровня подошвы, устанавливали модель диаметром 75 или 130 мм и продолжали послойную укладку песка с уплотнением. Армирующие элементы (отдельные стержни, арматурные сетки) устанавливали одновременно с подготовкой основания. В опытах изменяли угол наклона и эксцентриситет нагрузки.

На рисунках 3.46, 3.47 и в табл. 3.18 показано влияние расстояния от модели диаметром 75 мм до вертикально или горизонтально расположенных стержней на величины разрушающих нагрузок и перемеще-

ний моделей. Опыты проводили при $\delta = 15^\circ$, $e_0 = 0$ и $\lambda = 2$. Использовали гладкие и шероховатые стержни диаметром 8 мм при $\bar{l}_s = 3$; $\bar{d}_s = 0,11$ и $\bar{s} = 0,4$. Расстояние от боковой грани модели до стержней изменяли от 0 до $2d$ с шагом по $0,5d$.

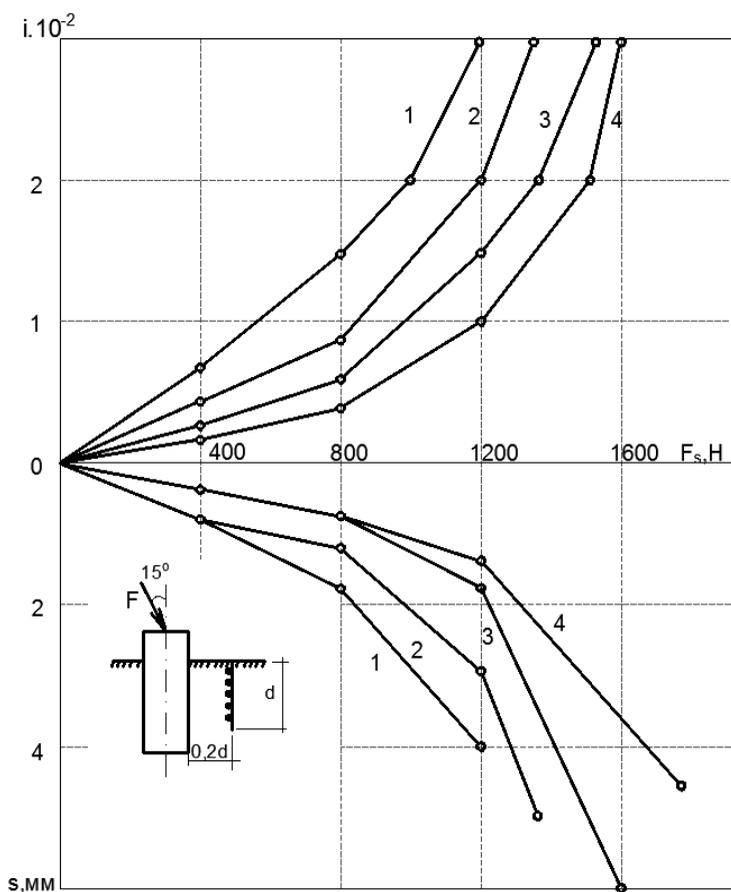


Рис. 3.46. Зависимость осадки и крена модели от нагрузки при армировании:

1 – пластиком; 2 – плоской сварной сеткой ($s_1 = s_2 = 20$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 1,2$ мм);

3 – то же ($s_1 = s_2 = 12$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 25$ мм);

4 – сеткой, изогнутой по радиусу ($s_1 = s_2 = 12$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 2,5$ мм)

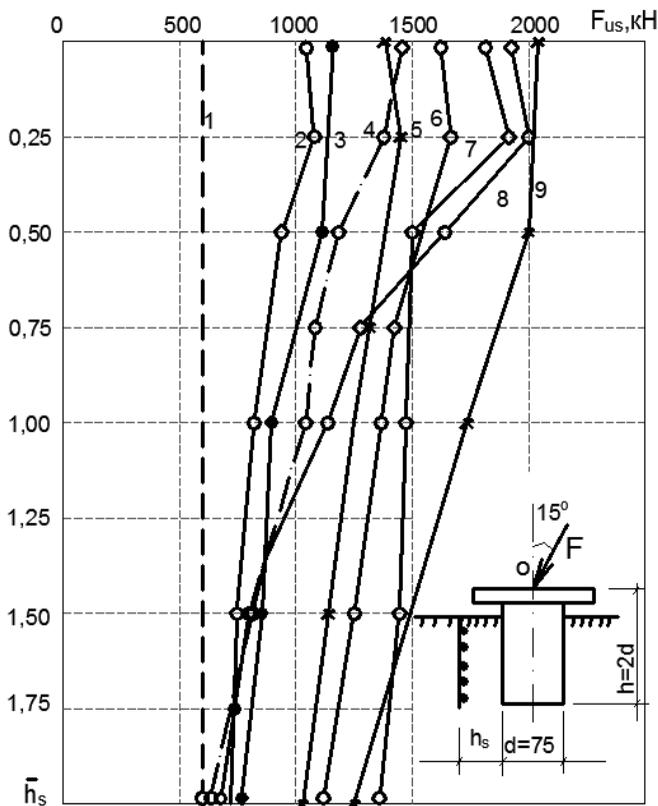


Рис. 3.47. Влияние относительного расстояния до армирующих элементов на относительную величину разрушающей нагрузки при армировании:

- 2 – пластиком 75×75 мм, $t_s = 5$ мм; 3 – сеткой 100×100 мм; $s_1 = s_2 = 12$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 1,2$ мм; 4 – сеткой 150×75 мм; $s_1 = s_2 = 20$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 1,2$ мм; 5 – сеткой 150×75 мм; $s_1 = s_2 = 20$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 1,2$ мм; 6 – сеткой 150×75 мм; $s_1 = s_2 = 12$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 2,5$ мм; 7 – пластиком 150×150 мм; $t_s = 5$ мм; 8 – сеткой 150×150 мм; $s_1 = s_2 = 12$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 2,5$ мм; 9 – сеткой 300×175 мм; $s_1 = s_2 = 12$ мм; $d_{s1} = d_{s2} = 2,5$ мм; 1 – без армирования

Наибольшая несущая способность получена при $\bar{h}_s = 0,25$. В отдельных опытах величины разрушающих нагрузок при $\bar{h}_s = 0,25$ и $0,5$ оказались равными.

Таблица 3.18

$\bar{l} \times \bar{b}$	d_s	\bar{F}_{us} при \bar{h}_s				Примечание
		0,25	0,5	1	2	
2×2	2,5	2,38	1,94	1,63	1,90	сетка плоская
2×2	1,2	1,80	1,50	1,31	1,06	– " –
2×1	2,5	2,13	2,13	1,50	1,25	– " –
2×1	1,2	1,75	1,75	1,50	1,19	– " –
3×1	1,2	1,74	1,75	1,50	1,25	– " –
4×1	2,5	2,50	2,50	2,25	1,50	сетка изогнутая $R = 2d$
1,5×1,5	2,5	1,50	1,31	1,13	1,00	сетка плоская
2×2	5	2,25	1,88	1,75	1,50	пластик
1×1	5	1,31	1,13	1,06	1,00	– " –

Рассмотрим результаты опытов с моделями диаметром 75 мм (рис. 3.48, *a*) и 130 мм (рис. 3.48, *б*). Нагрузку в обоих случаях передавали с $\delta = 15^\circ$ и $e_0 = -2$ и $+2$. Основание перед моделью $d = 75$ мм армировали плоской сварной сеткой при $d_{s1} = d_{s2} = 5$ мм; $\bar{d}_{s1} = \bar{d}_{s2} = 0,07$; $\bar{s}_1 = \bar{s}_2 = 0,2$. Максимальная разрушающая нагрузка при положительном и отрицательном эксцентриситетах получена для $\bar{h}_s = 0,2$. Влияние знака эксцентриситета на несущую способность оказалось более значительным в опыте с моделью диаметром 130 мм и $\lambda = 1$. Основание армировали плоской сваркой сеткой $\bar{l}_s \times \bar{b}_s = 1 \times 1$; $d_s = 5$ мм; $\bar{d}_s = 0,01$; $\bar{s}_1 = \bar{s}_2 = 0,1$ (рис. 3.48, *б*).

В следующей серии опытов с моделью диаметром 130 мм и $\lambda = 1,5$ арматуру ставили под подошвой (рис. 3.49). Плоская сварная сетка имела следующие характеристики $\bar{l}_s \times \bar{b}_s = 2,5 \times 1,2$; $d_{s1} = d_{s2} = 4$ мм; $\bar{d}_{s1} = \bar{d}_{s2} = 0,05$; $\bar{s}_1 = 0,34$; $\bar{s}_2 = 0,54$.

Максимальные величины разрушающих нагрузок получены при $\bar{h}_s = 0,25$ (рис. 3.48, *a*, *б*). Крен модели был значительно меньше при $\bar{h}_s = 0,25$.

На рисунке 3.50 показано влияние расстояния от модели до вертикально и горизонтально расположенных стержней диаметром 8 мм на разрушающую нагрузку и перемещение модели диаметром 75 мм

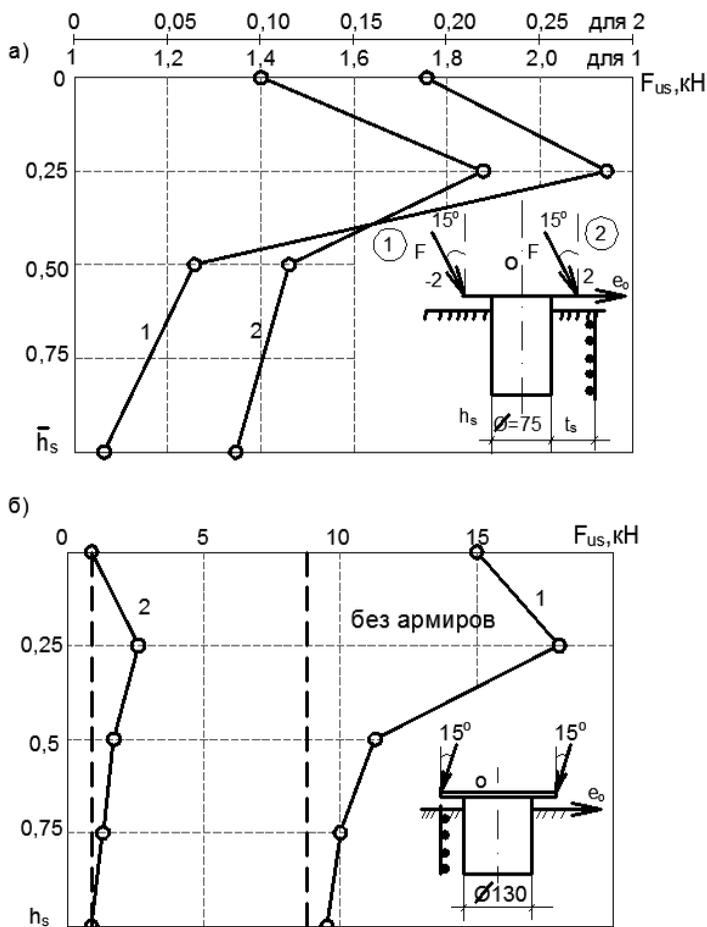


Рис. 3.48. Зависимость разрушающих нагрузок от относительных расстояний до сетки при $e_0 = -2$ (1) и $e_0 = 2$ (2); диаметрах модели 75 мм (а) и 130 мм (б)

с $\lambda = 2$. Применяли гладкие и шероховатые стержни ($\bar{l}_s = 3$; $\bar{d}_s = 0,11$; $\bar{s} = 0,4$). Расстояние от боковой грани модели до стержней изменяли от 0 до $2d$. Разрушающая нагрузка при вертикальном расположении стержней в 1,3 раза выше, чем при горизонтальном и в 2,2 раза выше, чем для неармированного основания. Максимальные значения горизонтальных перемещений в армированном основании в 2 раза меньше, чем в неармированном.

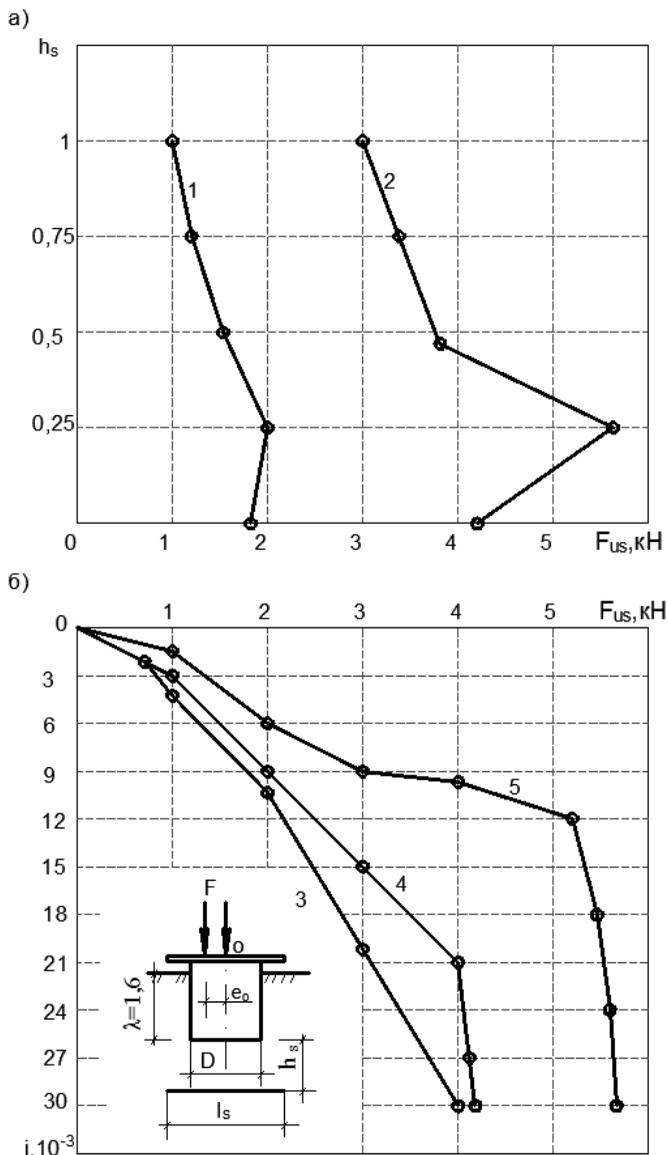


Рис. 3.49. Зависимость между разрушающей нагрузкой и относительным расстоянием до сетки (а) при:

$e_0 = 0,5$ (1), 0,25 (2) и \bar{h}_s : 3 – 0,5; 4 – 0; 5 – 0,25

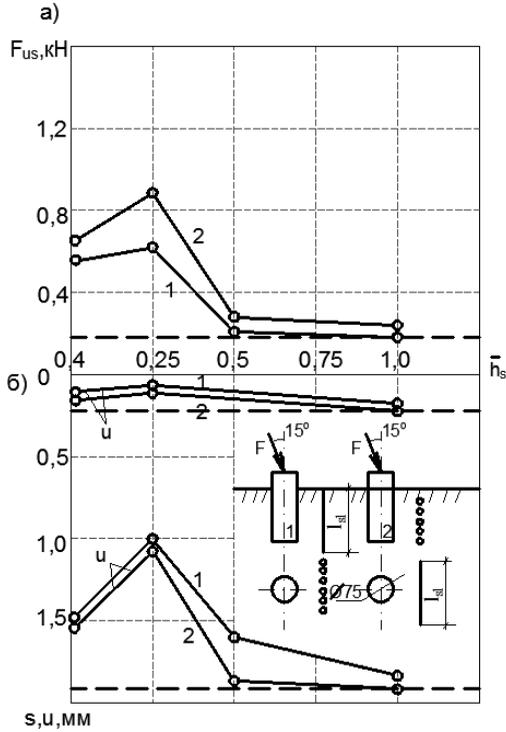


Рис. 3.50. Зависимость величин разрушающих нагрузок (а) и перемещений модели (б) от расстояния до вертикально 1 и горизонтально 2 расположенных стержней

Характер разрушения армированного основания. Очертание поверхностей скольжения зависит от: плотности и влажности песка, размеров, числа, вида, расположения, жесткости, шероховатости, плотности армирующих элементов, шероховатости штампа, схемы нагружения и др. Исследовали влияние лишь отдельных параметров.

Опыты проводили на воздушно-сухом и маловлажном песчаных основаниях, послойно уплотненных трамбовками до $\rho_d = 1,58 \text{ г/см}^3$, с металлическим шероховатым штампом диаметром 120 мм. Основание армировали одной сварной металлической квадратной сеткой при $b_s = d$ и $b_s = 2,1d$; $d_{s1} = d_{s2} = 3 \text{ мм}$; $\bar{h}_s = 0,4$; $s_1 = s_2 = 25 \text{ мм}$. Нагрузку передавали рычагом. На рисунке 3.51 приведены очертания и размеры областей выпора грунта в плане. Во всех случаях выпор грунта происходил над сеткой.

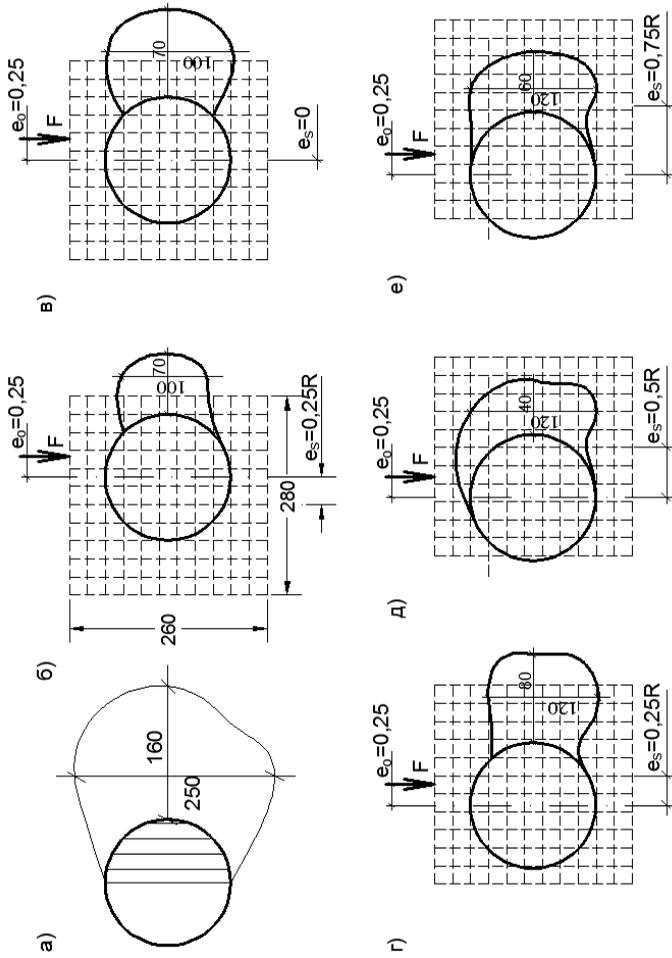


Рис. 3.51. Размеры областей выпора грунта в плане на неармированном (а) и армированном (б – е) основаниях при $e_0 = 0,25$ и e_{0s} :
 $\delta - 0,25$; $\sigma - 0$; $\tau - 0,25$; $\delta - 0,5$; $e - 0,75$

В задачи дальнейших экспериментальных работ входит: изучение механических характеристик армированного основания при разнообразных схемах армирования и параметрах армирующих элементов; изучение напряженно-деформированного состояния армированного основания; физическое и математическое моделирование взаимодействия фундаментов с основанием; исследование реологических процессов; исследование форм разрушения армированных оснований при разных силовых воздействиях; выбор эффективных способов армирования для внедрения в практику.

Выводы:

1. Несущая способность основания может быть повышена до трех раз введением в грунт линейных, плоских или объемных армирующих элементов в виде металлических полос, стержней, сеток, тканей, синтетических пленок, минеральных волокон, бетонных и железобетонных изделий.

2. Армирование применяют при устройстве подпорных стенок, дорог, насыпей, мостовых опор, оснований фундаментов строящихся и реконструируемых зданий и сооружений разного назначения.

3. При армировании повышается прочность и жесткость основания, изменяется напряженно-деформированное состояние и реологические свойства грунта, возникает анизотропность, происходит релаксация напряжений в грунте и арматуре, развиваются коррозионные процессы.

4. Наиболее эффективное решение получают из уравнения удельной несущей способности и долговечности оснований в технически осуществимых и конкурентно способных вариантах.

При этом учитывают: характер деформирования и разрушения основания для разных значений λ , e_0 , σ оптимальный состав и оптимальную влажность грунта.

5. При действии на круглый плоский незаглубленный штамп осевой вертикальной силы и армировании горизонтальными элементами получено:

– наибольший эффект армирования зафиксирован при $\bar{h}_s = 0,2 \dots 0,3$ и $\bar{l}_s = 1,75 \dots 2,25$; с увеличением длины элементов от $(1,75 \dots 2,5)d$ до $4d$ несущая способность основания возрастала, но с уменьшающейся скоростью ($\Delta F / \Delta l \rightarrow 0$); для $\bar{l}_s > 5,5$ заметного роста величины разрушающей нагрузки не наблюдали; для $\bar{l}_s = 1$ эффект увеличения несущей способности подобен описанному в [25];

– при площади армирования, меньшей площади фундамента, имеет место положительный эффект, подобный полученному для фундаментов на промежуточной подготовке. Создание под подошвой более жесткой области, чем окружающий массив приводит к трансфор-

мации контактных напряжений; снижению краевых ординат, повышению средних и уменьшению изгибающих моментов;

– оптимальная глубина расположения однослойной арматуры составляла при $\bar{l}_s = \text{const}$ и армировании разными материалами $(0,2 \dots 0,3)d$; выше и ниже этой зоны – эффект армирования снижался; при $\bar{h}_s > 1$ заметного влияния армирования на величину разрушающей нагрузки не отмечали;

– с увеличением числа армирующих слоев n_s происходил рост величины разрушающей нагрузки с уменьшающей скоростью; при двухрусном армировании максимальный эффект достигали при расположении первой сетки на расстоянии от $(0,2 \dots 0,3)d$ от подошвы штампа; а второй – на расстоянии $(0,2 \dots 0,25)d$ от верхней сетки.

6. При действии на круглый плоский незаглубленный штамп осевой и внецентренной вертикальной силы и армировании вертикально установленными элементами получено:

– оптимальное расстояние от края штампа до арматуры – $0,2d$; с удалением арматуры от этой границы в обе стороны снижалась несущая способность, а при $\bar{h}_s > 1$ влияние армирования на величину разрушающей нагрузки становилось незначительным;

– с увеличением длины элементов от 0 до $l_s = (0,5 \dots 1)d$ величина несущей способности возрастала с убывающей скоростью, а при $\bar{l}_s > 1$ $\Delta F_{us} / \Delta l_s \approx 0$.

7. При действии на круглый незаглубленный штамп внецентренной вертикальной силы арматуру целесообразно сместить в сторону эксцентриситета. Наибольший эффект получен при $e_0 \approx e_{0s}$.

8. При действии на круглый плоский незаглубленный штамп наклонной внецентренной силы оптимальный вариант армирования определяется величиной e_0/σ . Возможно одновременное армирование вертикально и горизонтально расположенными элементами.

9. При действии на цилиндрический заглубленный фундамент плоской системы сил оптимальное армирование зависит от сочетания λ , e_0 и σ . Целесообразна установка арматуры в наиболее напряженных зонах: у верха передней грани, у низа задней, под подошвой. Рекомендуется применять плоские и изогнутые элементы. В отдельных случаях эффективны анкера у верха задней грани и(или) низа передней.

Анкера рекомендуется устанавливать в виде горизонтальных стержней или сеток, соединенных с фундаментом со стороны предполагаемого отрыва фундамента от основания.

10. Несущая способность основания, армированного сварными металлическими сетками, примерно на 40% выше, чем армированного отдельными стержнями.

3.4. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЛАБОРАТОРНЫХ ОПЫТОВ (2010 – 2015 гг.)

3.4.1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ И ПОЛЗУЧЕСТИ ПЕСКА ПО КОНТАКТУ С АРМАТУРОЙ

Армирование грунтового основания является одним из эффективных способов повышения их прочности. Оно увеличивает сопротивление грунтов растяжению и сдвигу, ограничивает боковые деформации. Армирование использовали с древних времен, применяя тростник, солому, дерево. Затем стали армировать стальными, бетонными и железобетонными элементами, геотекстилем. Армирование применяют при возведении дорог, насыпей, плотин, устоев мостов, подпорных стен, оснований фундаментов. В настоящее время построено более 8000 сооружений с применением армирования. В 60-х годах XX века французский инженер Анри Видаль предложил армировать насыпи стальными оцинкованными листами. Сейчас этот способ армирования наиболее широко применяют на практике.

Перспективно армирование решетчатыми корневыми сваями. Корневая свая – набивная железобетонная свая малого диаметра. Комплекс «грунт–свая» работает как одно целое. Напряжения в грунте распределяются между грунтом и сваями. Использование струйной геотехнологии в г. Венеции (1993) для закрепления слабоконсолидированных грунтов с прослойками торфа показало ее эффективность. По однокомпонентной технологии были изготовлены грунтобетонные колонны диаметром 65 см через 1,8 м. Механика взаимодействия арматуры с основанием мало изучена.

Необходимость упрочнения грунтовых оснований отмечалась, к примеру, в [1, 12, 18, 24, 33] и др.

Вопросы армирования грунтового основания рассматривали: В. М. Антонов [4 – 6]; А. А. Аксенов, Д. Ю. Штикель [2]; В. А. Барвашов, В. А. Воронель [7]; К. Д. Джоунс [10]; В. В. Леденев, В. М. Струлев, А. Б. Черкашин [13 – 16]; В. Н. Осипов, С. Д. Филимонов [18]; О. А. Рубан, Ю. Б. Балашов [20]; Ю. В. Феофилов [28 – 30]; Ф. А. Хамдан [33]; О. В. Хрянина, Г. Г. Болдырев [31]; А. А. Цернант, А. Ф. Ким, Т. Бурнбеков [32]; А. Г. Шашкин [34]; R. H. Basset [40]; J. Binguet, K. L. Lee [41]; C. C. Huang, F. Tatsuoka [44]; J. F. Jones, L. W. Edwards [47]; K. L. Lee, B. D. Adams, J. J. Vagneron [49] и др.

Прочности песчаных оснований посвящены работы [11, 12, 15, 17, 19, 23] и др. Ползучесть песчаного основания исследовали В. В. Жихович [11]; В. В. Леденев [15]; В. В. Леденев, В. М. Антонов [5] и др.

Цели и задачи экспериментов

Цель исследования – изучение взаимодействия армирующего элемента стального стержня с песком при различных влияющих параметрах.

В задачи исследования входило изучение влияния на сопротивление сдвигу арматуры в грунте:

- плотности песчаного основания;
- диаметра и длины арматуры;
- шероховатости контактной поверхности арматуры;
- уровня обратной засыпки;
- распределенной нагрузки по поверхности засыпки;
- времени действия и величины горизонтальной нагрузки.

3.4.2. МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ

Подробное описание методики можно найти в [10 – 16]. Основанием моделей являлся мелкий однородный песок из Красненского карьера. Морфологию зерен изучали по фотографиям, сделанным с использованием микроскопа. Коэффициенты округлости $\alpha = 0,12 \dots 0,17$; сферичности $\beta = 0,6 \dots 0,8$. Поверхность зерен шероховатая, ступенчатая. Песок в воздушно-сухом состоянии уплотняли ручными трамбовками до $\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$ ($\varphi = 26^\circ$; $c = 2 \text{ кПа}$; $E = 7,5 \text{ МПа}$) и $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ ($\varphi = 28^\circ$; $c = 3,5 \text{ кПа}$; $E = 8,5 \text{ МПа}$).

Опыты проводили в стальном лотке размером $600 \times 300 \times 200 \text{ мм}$ (рис. 1). Нагрузку увеличивали ступенями до выдергивания арматуры из песка. В опытах использовали гладкую и рифленую арматуру длиной 600 мм. В отдельных экспериментах засыпку пригружали равномерно распределенной нагрузкой q .

Далее использовали относительные величины $\bar{\ell}_s = \frac{\ell_s}{d_s}$; $h = \frac{h'}{h}$,

где ℓ_s , d_s – длина и диаметр стержневой гладкой и рифленой арматуры. Варьируемые параметры приведены в табл. 3.19.

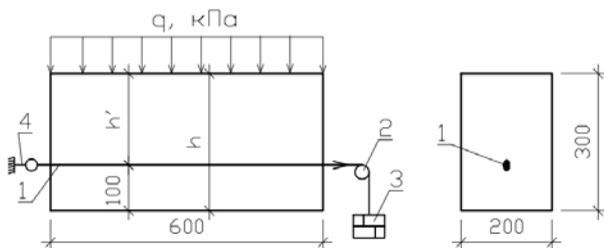


Рис. 3.52. Схема установки для испытания арматуры в песке на сдвиг:

1 – арматура; 2 – блок; 3 – груз; 4 – индикатор

3.19. Программа экспериментов

ρ , г/см ³	ω	Арматура				Засыпка		
		гладкая		ребристая		h' , см	\bar{h}'	q , кПа
		d_s , мм	$\bar{\ell}_s$	d_s , мм	$\bar{\ell}_s$			
1,5; 1,6	0,05	10; 20	10; 20	10; 20	10; 20	10; 15; 20	0,35; 0,5; 0,75	0; 0,1; 0,2

В экспериментах и анализе результатов принимали участие магистрант А. А. Косов, студент Ч. Боти.

3.4.3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

Полученные данные приведены в табл. 3.20.

3.20. Усилия выдергивания арматуры. Напряжения сдвига

№ ОПЫТОВ	ℓ_s , мм	d_s , мм	ρ , г/см ³	h' , мм	$\bar{\ell}$	q , кПа	F_u , Н	f_s , см ²	$q_u = F_u / f_s$, кПа
$\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$, гладкая поверхность арматуры, $d_s = 10 \text{ мм}$									
1	200	10	1,5	10	20	0	17	6,24	27,2
2						0,1	18		28,8
3						0,2	20		32,1
4				15	20	0	23		36,9
5						0,1	26		41,7
6						0,2	27		43,3
7				20	20	0	24		38,5
8						0,1	27		43,3
9						0,2	28		44,9
10	400	10	1,5	10	0	0	35	12,56	27,9
11						0,1	38		30,3
12						0,2	42		33,4
13				15	40	0	45		35,8
14						0,1	49		39,0
15						0,2	53		42,2
16				20	40	0	47		37,4
17						0,1	53		42,2
18						0,2	55		43,8

Продолжение табл. 3.20

№ ОПЫТОВ	ℓ_s , ММ	d_s , ММ	ρ , Г/СМ ³	h' , ММ	$\bar{\ell}$	q , кПа	F_u , Н	f_s , СМ ²	$q_u = F_u/f_s$, кПа
19	600	10	1,5	10	60	0	53	18,84	28,1
20						0,1	57		30,3
21						0,2	63		33,4
22				15	60	0	66		35,0
23						0,1	72		38,2
24						0,2	79		41,9
25				20	60	0	71		37,7
26						0,1	78		41,4
27						0,2	82		43,5
$\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$, гладкая поверхность арматуры, $d_s = 10 \text{ мм}$									
28	200	10	1,6	10	20	0	20	6,24	32,1
29						0,1	22		35,3
30						0,2	23		36,9
31				15	20	0	31		49,7
32						0,1	34		54,5
33						0,2	35		56,1
34				20	20	0	32		51,3
35						0,1	35		56,1
36						0,2	37		59,3
37	400	10	1,6	10	40	0	37	12,56	29,5
38						0,1	41		32,6
39						0,2	44		35,0
40				15	40	0	56		44,6
41						0,1	61		48,6
42						0,2	65		51,8
43	400	10	1,6	20	40	0	63	12,56	50,2
44						0,1	66		52,5
45						0,2	70		55,7
46	600	10	1,6	10	60	0	56	18,84	29,7
47						0,1	60		31,8
48						0,2	63		33,4
49				15	60	0	87		46,2
50						0,1	94		49,9
51						0,2	102		54,1
52				20	60	0	97		51,5
53						0,1	102		54,1
54						0,2	106		56,3

Продолжение табл. 3.20

№ ОПЫТОВ	ℓ_s , мм	d_s , мм	ρ , г/см ³	h' , мм	$\bar{\ell}$	q , кПа	F_u , Н	f_s , см ²	$q_u = F_u/f_s$, кПа
$\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$, гладкая поверхность арматуры, $d_s = 20 \text{ мм}$									
1	200	20	1,5	10	10	0	28	12,57	22,3
2						0,1	40		31,8
3						0,2	55		43,8
4				15	10	0	41		32,6
5						0,1	50		39,8
6						0,2	62		49,3
7				20	10	0	52		41,4
8						0,1	63		50,1
9						0,2	73		58,1
10	400			10	20	0	63	25,13	25,1
11						0,1	81		32,2
12						0,2	108		43,0
13	400			15	20	0	88	25,13	35,0
14						0,1	106		42,2
15						0,2	127		50,5
16				20	20	0	107		42,6
17						0,1	125		49,7
18						0,2	147		58,5
19	600	20	1,5	10	30	0	95	37,7	25,2
20						0,1	120		31,8
21						0,2	152		40,3
22				15	30	0	131		34,5
23						0,1	148		39,3
24						0,2	184		48,8
25				20	30	0	160		42,4
26						0,1	193		51,2
27						0,2	232		61,5
$\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$, гладкая поверхность арматуры, $d_s = 20 \text{ мм}$									
1	200	20	1,6	10	10	0	44	12,57	35,0
2						0,1	61		48,3
3						0,2	92		73,19
4				15	10	0	67		53,0
5						0,1	84		66,3
6						0,2	95		75,8

Продолжение табл. 3.20

№ ОПЫТОВ	ℓ_s , мм	d_s , мм	ρ , г/см ³	h' , мм	$\bar{\ell}$	q , кПа	F_u , Н	f_s , см ²	$q_u = F_u/f_s$, кПа
7	200			20	10	0	98	12,57	77,96
8						0,1	107		85,12
9						0,2	112		89,10
10	400	20	1,6	10	20	0	85	25,13	33,82
11						0,1	120		47,75
12						0,2	176		70,04
13				15	20	0	130		51,73
14						0,1	165		65,66
15						0,2	183		72,82
16				20	20	0	195		77,60
17						0,1	208		82,77
18						0,2	217		86,35
19	600	20	1,6	10	30	0	133	37,7	35,28
20						0,1	182		48,28
21						0,2	276		73,21
22				15	30	0	200		53,05
23						0,1	258		68,44
24						0,2	282		74,80
25				20	30	0	298		79,05
26						0,1	317		84,08
27						0,2	329		87,27

$\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$, арматура рифленая, $d_s = 20 \text{ мм}$

1	200	20	1,5	10	10	0	44	12,57	35,00
2						0,1	57		45,35
3						0,2	66		52,51
4				15	10	0	63		50,12
5						0,1	70		55,69
6						0,2	74		58,87
7				20	10	0	71		56,48
8						0,1	86		68,42
9						0,2	91		72,39

Продолжение табл. 3.20

№ ОПЫТОВ	ℓ_s , мм	d_s , мм	ρ , г/см ³	h' , мм	$\bar{\ell}$	q , кПа	F_u , Н	f_s , см ²	$q_u = F_u/f_s$, кПа
10	400			10	20	0	82	25,13	32,63
11						0,1	110		43,77
12						0,2	123		48,95
13				15	20	0	120		47,75
14						0,1	135		53,72
15						0,2	144		57,30
16				20	20	0	136		54,12
17						0,1	165		65,66
18						0,2	178		70,83
19	600			10	30	0	128	37,7	33,95
20						0,1	164		43,50
21						0,2	203		53,85
22	600	20	1,5	15	30	0	188	37,7	49,87
23						0,1	214		56,76
24						0,2	224		59,42
25				20	30	0	218		57,82
26						0,1	260		68,97
27						0,2	279		74,01

$\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$, шероховатая поверхность арматуры, $d_s = 20 \text{ мм}$

1	200	20	1,6	10	10	0	49	12,57	38,98
2						0,1	72		57,28
3						0,2	81		64,44
4				15	10	0	78		62,05
5						0,1	80		63,64
6						0,2	92		73,19
7				20	10	0	97		77,17
8						0,1	101		80,35
9						0,2	106		84,33
10	400			10	20	0	112	25,13	44,57
11						0,1	130		51,73
12						0,2	160		63,67

Продолжение табл. 3.20

№ ОПЫТОВ	ℓ_s , мм	d_s , мм	ρ , г/см ³	h' , мм	$\bar{\ell}$	q , кПа	F_u , Н	f_s , см ²	$q_u = F_u/f_s$, кПа	
13	400	20	1,6	15	20	0	144	25,13	57,30	
14						0,1	175		69,64	
15						0,2	187		74,41	
16				20	20	0	214		85,16	
17						0,1	219		87,15	
18						0,2	222		88,34	
19	600			1,6	10	30	0	151	37,7	40,05
20							0,1	211		55,97
21							0,2	248		65,78
22					15	30	0	238		63,13
23							0,1	247		65,52
24							0,2	283		75,07
25		20	30		0	301	79,84			
26					0,1	324	85,94			
27					0,2	332	88,06			

3.21. Эмпирические зависимости

№ опытов	Постоянные параметры			$F_u = \dots$
	\bar{h}	q , кПа	$\bar{\ell}_s$	
$\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$, гладкая поверхность арматуры, $d_s = 10 \text{ мм}$				
1; 2; 3	0,33		10	$17 + 5q + 50q^2$
10; 11; 12			20	$35 + 25q + 50q^2$
19; 20; 21			30	$53 + 30q + 100q^2$
1; 4; 7		0	10	$-10 + 3,7h' - 0,1h'^2$
10; 13; 16			20	$-9 + 6h' - 0,16h'^2$
19; 22; 25			30	$3 + 6,6h' - 0,16h'^2$

№ опытов	Постоянные параметры			$F_u = \dots$
	\bar{h}	q , кПа	$\bar{\ell}_s$	
3; 6; 9		0,2	10	$-12 + 4,4h' - 0,12h'^2$
12; 15; 18			20	$-7 + 6,7h' - 0,18h'^2$
21; 24; 27			30	$-8 + 9,7h' - 0,26h'^2$
4; 5; 6	0,5		10	$23 + 40q - 100q^2$
13; 14; 15			20	$45 + 45q - 50q^2$
22; 23; 24			30	$66 + 55q + 50q^2$
7; 8; 9	0,75	0,1	10	$24 - 40q + 300q^2$
16; 17; 18			20	$47 + 80q - 200q^2$
25; 26; 27			30	$71 + 85q - 150q^2$
2; 5; 8	0,75	0,1	10	$-19 + 5,1h' - 0,14h'^2$
11; 14; 17			20	$-5 + 5,7h' - 0,14h'^2$
20; 23; 26			30	$7,5h' - 0,18h'^2$
$\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$, гладкая поверхность арматуры, $d_s = 10 \text{ мм}$				
1; 2; 3	0,33	0	10	$20 + 25q - 50q^2$
10; 11; 12			20	$37 + 45q - 50q^2$
19; 20; 21			30	$56 + 30q - 50q^2$
1; 4; 7	0,33	0	10	$-32 + 7,2h' - 0,2h'^2$
10; 13; 16			20	$-37 + 9,8h' - 0,24h'^2$
19; 22; 25			30	$-69 + 16,7h' - 0,42h'^2$

№ опытов	Постоянные параметры			$F_u = \dots$
	\bar{h}	q , кПа	$\bar{\ell}_s$	
3; 6; 9		0,2	10	$-31 + 7,4h' - 0,2h'^2$
12; 15; 18			20	$-46 + 12,2h' - 0,32h'^2$
21; 24; 26			30	$-120 + 23,5h' - 0,7h'^2$
4; 5; 6	0,5		10	$31 + 40q - 100q^2$
13; 14; 15			20	$56 + 55q - 50q^2$
22; 23; 24			30	$87 + 65q + 50q^2$
7; 8; 9	0,75		10	$32 + 35q - 50q^2$
16; 17; 18			20	$97 + 55q - 50q^2$
25; 26; 27			30	$71 + 85q - 150q^2$
2; 5; 8		0,1	10	$-32 + 7,9h' - 0,22h'^2$
11; 14; 17			20	$-44 + 11,5h' - 0,3h'^2$
20; 23; 26			30	$-86 + 19,8h' - 0,52h'^2$
$\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$, гладкая поверхность арматуры, $d_s = 20 \text{ мм}$				
1; 2; 3	0,33		10	$28 + 105q + 150q^2$
10; 11; 12			20	$63 + 135q + 450q^2$
19; 20; 21			30	$95 + 215q + 350q^2$
1; 4; 7		0	10	$-4 + 3,6h' - 0,04h'^2$
10; 13; 16			20	$43 + 0,8h' - 0,12h'^2$
19; 22; 25			30	$2 + 10,7h' - 0,14h'^2$

№ опытов	Постоянные параметры			$F_u = \dots$
	\bar{h}	q , кПа	$\bar{\ell}_s$	
3; 6; 9		0,2	10	$53 - 0,6h' + 0,08h'^2$
12; 15; 18			20	$73 + 3,3h' - 0,02h'^2$
21; 24; 27			30	$136 - 1,6h' + 0,32h'^2$
4; 5; 6	0,5		10	$41 + 75q + 150q^2$
13; 14; 15			20	$88 + 140q + 400q^2$
22; 23; 24			30	$131 + 75q + 950q^2$
7; 8; 9	0,75		10	$52 + 115q - 50q^2$
16; 17; 18			20	$107 + 155q + 250q^2$
25; 26; 27			30	$160 + 300q + 300q^2$
2; 5; 8		0,1	10	$29 + 0,5h' - 0,06h'^2$
11; 14; 17			20	$13 + 8h' + 0,34h'^2$
20; 23; 26			30	$114 - 2,9h' - 0,18h'^2$
1; 10; 19	0,33	0		$-9 + 0,19\ell - 0,000025\ell^2$
4; 13; 22	0,5			$-8,7 + 0,255\ell - 0,000033\ell^2$
7; 16; 25	0,75			$-4,3 + 0,285\ell - 0,000017\ell^2$
2; 11; 20	0,33	0,1		$-2,3 + 0,215\ell - 0,000016\ell^2$
5; 14; 23	0,5			$-15,3 + 0,35\ell - 0,00012\ell^2$
8; 17; 26	0,75			$5 + 0,28\ell - 0,00005\ell^2$
3; 12; 21	0,33	0,2		$-4 + 0,31\ell - 0,000075\ell^2$
6; 15; 24				$-17,3 + 0,43\ell - 0,000142\ell^2$
9; 18; 27				$15,7 + 0,255\ell - 0,00016\ell^2$

№ опытов	Постоянные параметры			$F_u = \dots$
	\bar{h}	q , кПа	$\bar{\ell}_s$	
$\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$, гладкая поверхность арматуры, $d_s = 20 \text{ мм}$				
1; 2; 3	0,33		10	$44 + 100q + 700q^2$
10; 11; 12			20	$85 + 245q + 1050q^2$
19; 20; 21			30	$133 + 265q + 2250q^2$
1; 4; 7	0		10	$22 + 0,6h' - 0,16h'^2$
10; 13; 16			20	$55 - h' + 55h'^2$
19; 22; 25			30	$92 - 2,1h' + 0,14h'^2$
3; 6; 9	0,2		10	$128 - 6,4h' + 0,28h'^2$
12; 15; 18			20	$243 - 12,1h' + 0,54h'^2$
21; 24; 27			30	$387 - 19,3h' + 0,82h'^2$
4; 5; 6	0,5		10	$67 + 200q - 300q^2$
13; 14; 15			20	$130 + 435q - 850q^2$
22; 23; 24			30	$200 + 750q - 1700q^2$
7; 8; 9	0,75		10	$98 + 110q - 200q^2$
16; 17; 18			20	$195 + 150q - 200q^2$
25; 26; 27			30	$298 + 225q - 350q^2$
2; 5; 8	0,1		10	$21 + 3,9h' - 0,02h'^2$
11; 14; 17			20	$24 + 10h' - 0,04h'^2$
20; 23; 26			30	$-21 + 23,7h' - 0,34h'^2$
$\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$, арматура рифленая, $d_s = 20 \text{ мм}$				
1; 2; 3	0,33		10	$49 + 300q - 700q^2$
10; 11; 12			20	$112 + 120q + 600q^2$
19; 20; 21			30	$151 + 715q - 1150q^2$

№ опытов	Постоянные параметры			$F_u = \dots$
	\bar{h}	q , кПа	\bar{l}_s	
1; 4; 7		0	10	$-39 + 10,8h' - 0,2h'^2$
10; 13; 16			20	$162 - 12,6h' + 0,76h'^2$
19; 22; 25			30	$121 - 3h' - 0,6h'^2$
3; 6; 9		0,2	10	$68 + 0,7h' + 0,06h'^2$
12; 15; 18			20	$130 + 1,4h' + 0,16h'^2$
21; 24; 27			30	$220 + 0,28h'^2$
4; 5; 6	0,5		10	$78 - 30q - 500q^2$
13; 14; 15			20	$144 + 385q + 750q^2$
22; 23; 24			30	$238 - 45q - 1350q^2$
7; 8; 9	0,75		10	$97 + 35q + 50q^2$
16; 17; 18			20	$214 + 60q - 100q^2$
25; 26; 27			30	$301 + 305q - 750q^2$
2; 5; 8		0,1	10	$95 - 4,9h' + 0,26h'^2$
11; 14; 17			20	$97 + 95h' - 0,02h'^2$
20; 23; 26			30	$262 - 13,3h' + 0,82h'^2$
1; 10; 19	0,33	0	20	$112 + 120q + 600q^2$
4; 13; 22	0,5			$144 + 405q - 950q^2$
7; 16; 25	0,75			$214 + 60q - 100q^2$
2; 11; 20	0,33	0,1	30	$151 + 715q - 1150q^2$
5; 14; 23	0,5			$238 - 45q + 1350q^2$
8; 17; 26	0,75			$301 + 305q - 750q^2$

Ползучесть песка. Нагрузку увеличивали ступенями. Каждую ступень выдерживали во времени, указанном в подписи к рис. 3.53 – 3.62. Все опыты проведены до исчерпания сопротивления сдвигу.

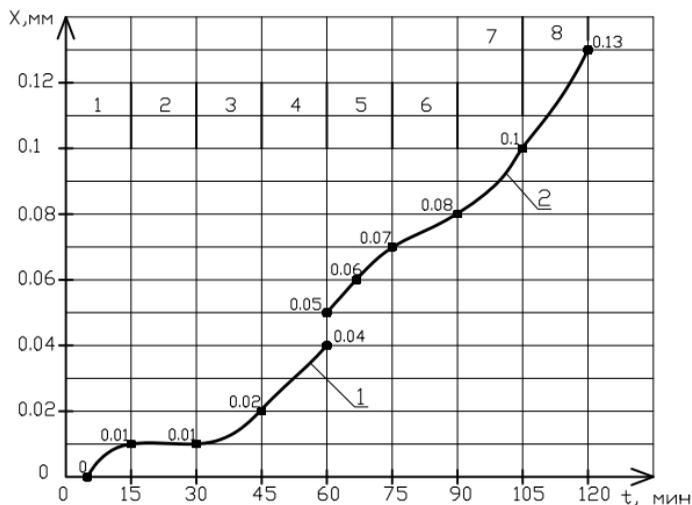


Рис. 3.53. График зависимости перемещения гладкой арматуры в песке плотностью $1,5 \text{ г/см}^3$ от времени выдержки под постоянной нагрузкой 1 ч при высоте обратной засыпки 10 см и отсутствии распределенной нагрузки: нагрузки F (Н): 1 – 30; 2 – 60

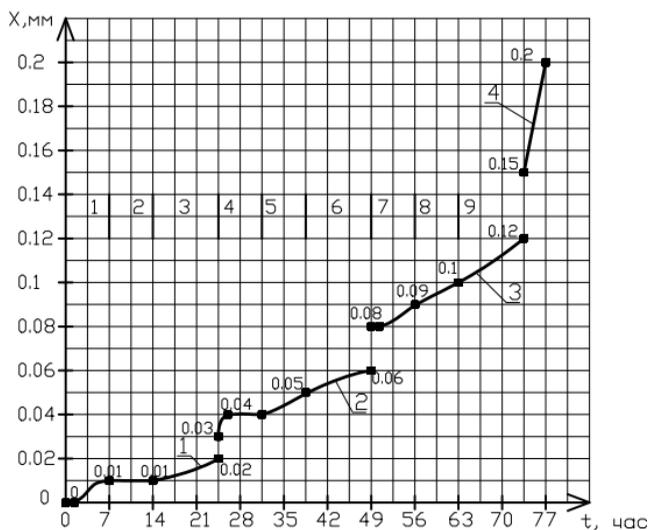


Рис. 3.54. График зависимости перемещения гладкой арматуры в песке плотностью $1,5 \text{ г/см}^3$ от времени выдержки под постоянной нагрузкой сутки при высоте обратной засыпки 10 см и отсутствии распределенной нагрузки: нагрузки F (Н): 1 – 10; 2 – 20; 3 – 30; 4 – 40

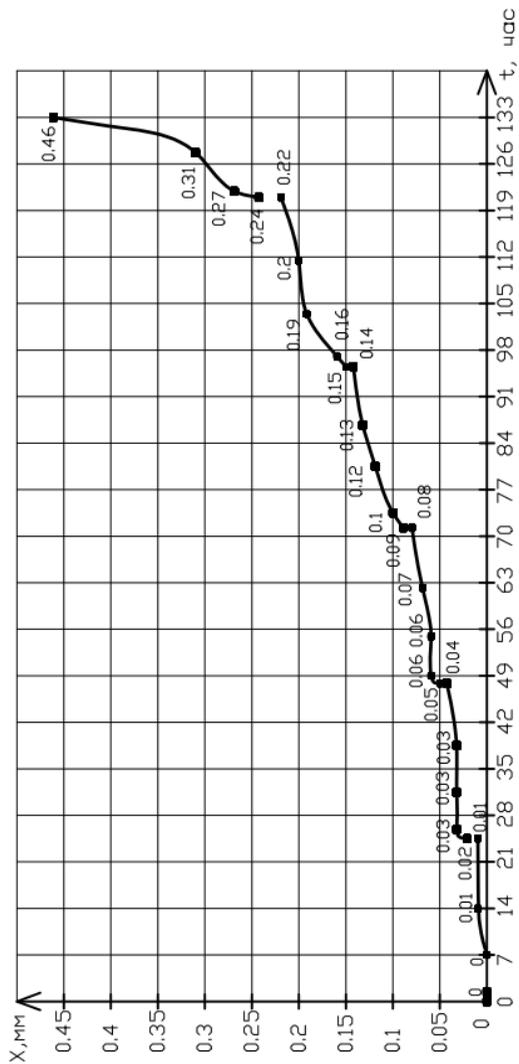


Рис. 3.55. График зависимости перемещения арматуры с гладкой поверхностью в песке в воздушно-сухом состоянии с плотностью $1,5 \text{ г/см}^3$ при распределенной нагрузке $q = 0$ от нагрузки и времени при высоте обратной засыпки 15 см в течение суток (нагрузку увеличивали ступенями по 10 Н и выдерживали в течение суток)

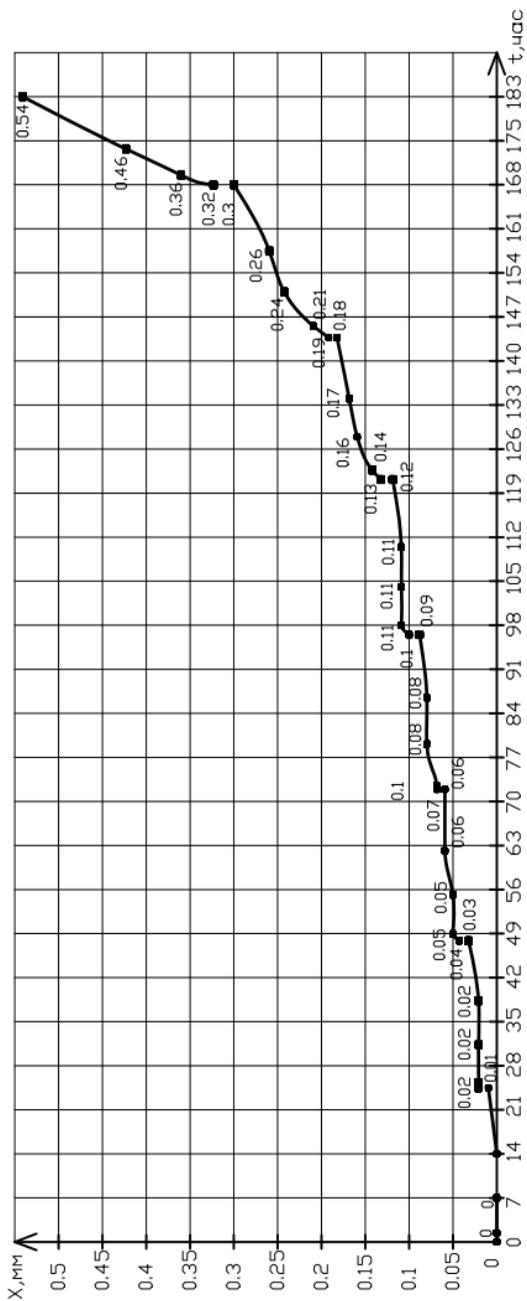


Рис. 3.56. График зависимости перемещения арматуры с гладкой поверхностью в песке в воздушно-сухом состоянии с плотностью $1,5 \text{ г/см}^3$ при распределенной нагрузке $q = 0,1 \text{ кПа}$ от нагрузки и времени и высоте обратной засышки 10 см (нагрузку увеличивали ступенями по 10 Н и каждую ступень выдерживали в течение суток)

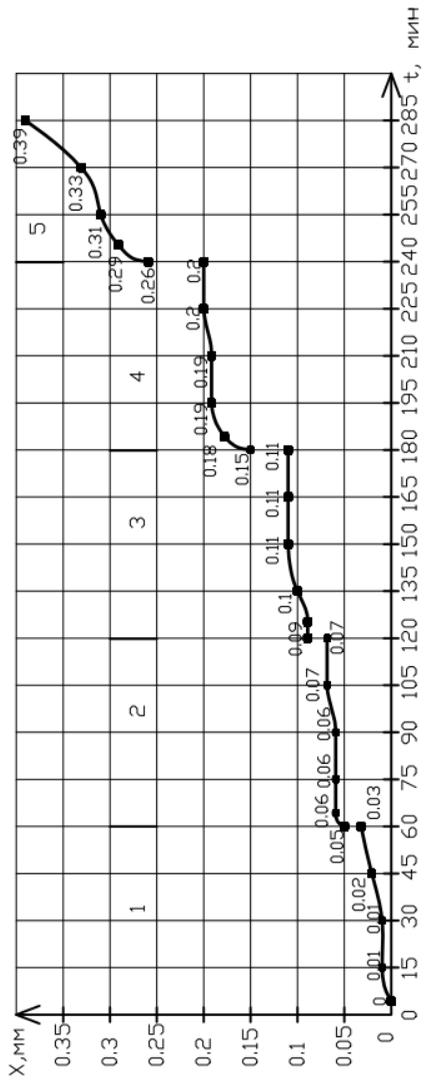


Рис. 3.57. График зависимости перемещения арматуры с гладкой поверхностью в песке с плотностью 1,6 г/см³ при распределенной нагрузке $q = 0$ кПа, высоте обратной засыпки 10 см от нагрузки и времени: нагрузка F (Н): 1 – 30; 2 – 60; 3 – 90; 4 – 105; 5 – 120

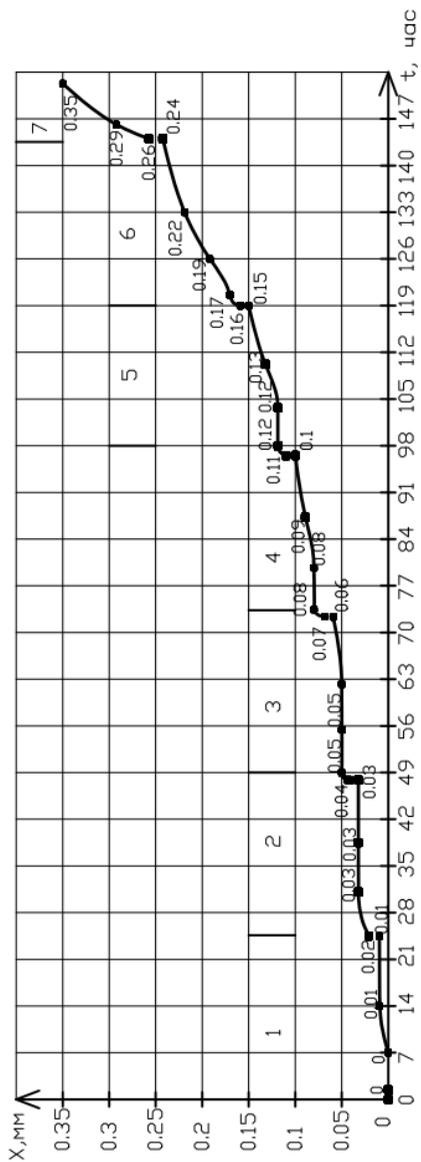


Рис. 3.58. График зависимости перемещения гладкой арматуры в песке с плотностью $1,6 \text{ г/см}^3$ при распределенной нагрузке $q = 0 \text{ кПа}$, высоте обратной засыпки 10 см от нагрузки и времени: нагрузка $F \text{ (Н)}$: 1 – 10; 2 – 20; 3 – 30; 4 – 40; 5 – 50; 6 – 60; 7 – 70

Как видно из графиков, при увеличении интервала нагружения усилие выдергивания гладкой арматуры диаметром 20 мм из песчаного основания плотностью $1,5 \text{ г/см}^3$ при величине обратной засыпки 10 см и отсутствии распределенной нагрузки на поверхности грунта уменьшилось на 67%.

На рисунке 3.57 показан график зависимости перемещения арматуры во времени при высоте обратной засыпки 10 см и отсутствии распределенной нагрузки при плотности песчаного основания $1,6 \text{ г/см}^3$. Догружение велось через час. В первые часы испытаний деформации были одинаковыми. Далее по мере увеличения нагрузки возрастали перемещения арматуры в грунте. Как видно из графиков, развитие деформаций при малом нагружении (до $0,4F_{\text{разр}}$) после первых часов испытания практически прекращалось.

На рисунке 3.58 проведены результаты того же самого эксперимента, но догружение проводили по 10 Н через 24 часа.

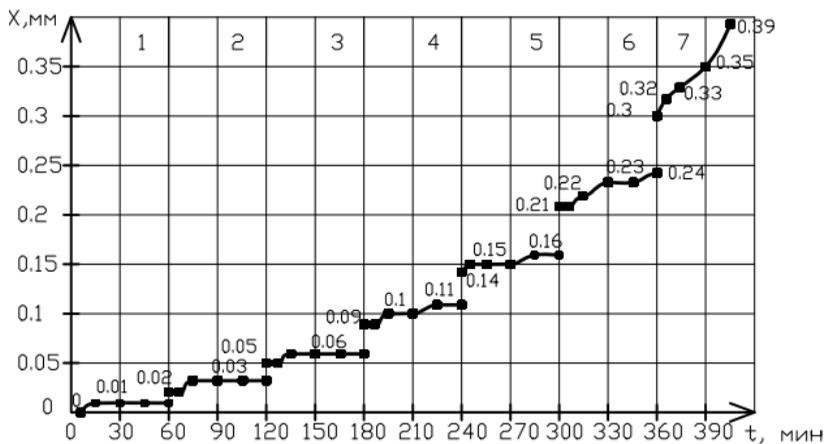


Рис. 3.59. График зависимости перемещения арматуры с гладкой поверхностью в песке в воздушно-сухом состоянии с плотностью $1,6 \text{ г/см}^3$ при распределенной нагрузке $q = 0,1 \text{ кПа}$, высоте обратной засыпки 10 см от нагрузки и времени: нагрузка F (Н): 1 – 30; 2 – 60; 3 – 90; 4 – 105; 5 – 120; 6 – 150; 7 – 180; 8 – 180

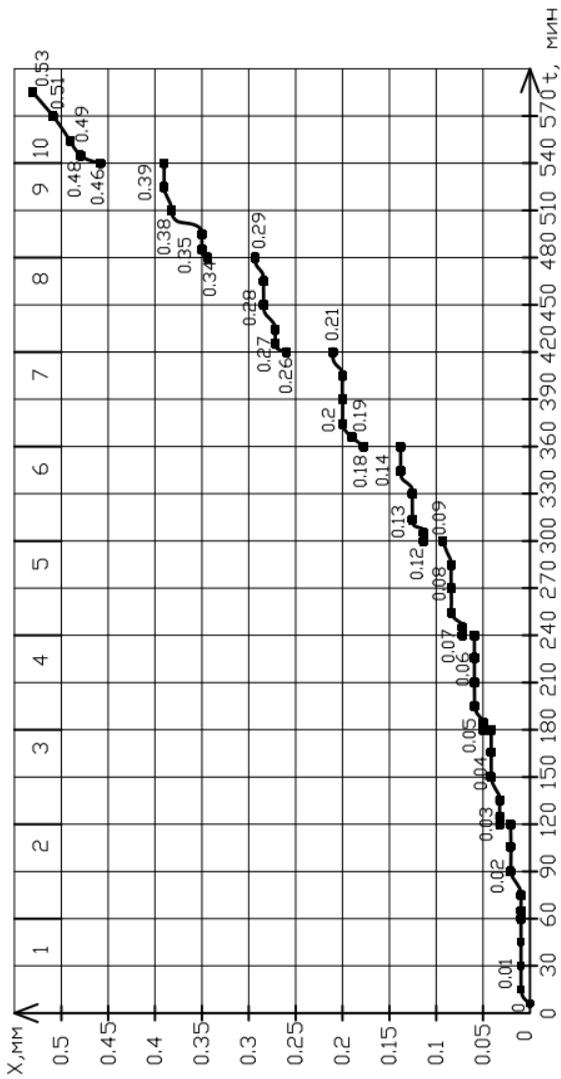


Рис. 3.60. График зависимости перемещения арматуры с гладкой поверхностью в песке в воздушно-сухом состоянии с плотностью $1,6 \text{ г/см}^3$ при распределенной нагрузке $q = 0,2 \text{ кПа}$, высоте обратной засыпки 15 см от нагрузки и времени. Постоянную нагрузку выдерживали в течение 1 часа : нагрузка $F \text{ (Н)}$: 1 – 30; 2 – 60; 3 – 90; 4 – 105; 5 – 120; 6 – 150; 7 – 180; 8 – 210; 9 – 240; 10 – 270

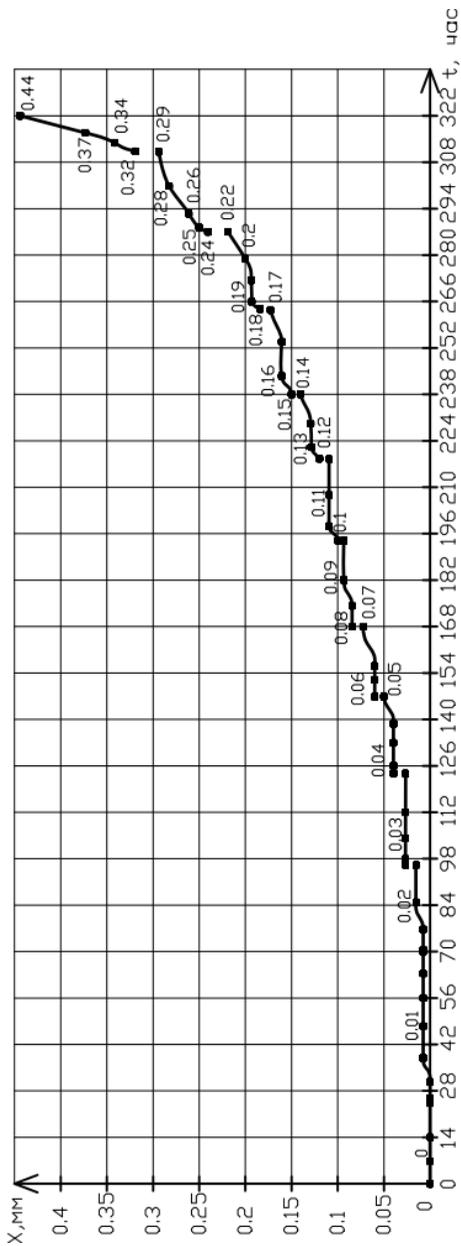


Рис. 3.61. График зависимости перемещения арматуры с гладкой поверхностью в песке в воздушно-сухом состоянии с плотностью $1,6 \text{ г/см}^3$ при распределенной нагрузке $q = 0 \text{ кПа}$, высоте обратной засыпки 15 см от нагрузки и времени (нагрузку увеличивали ступенями по 10 Н и выдерживали в течение суток)

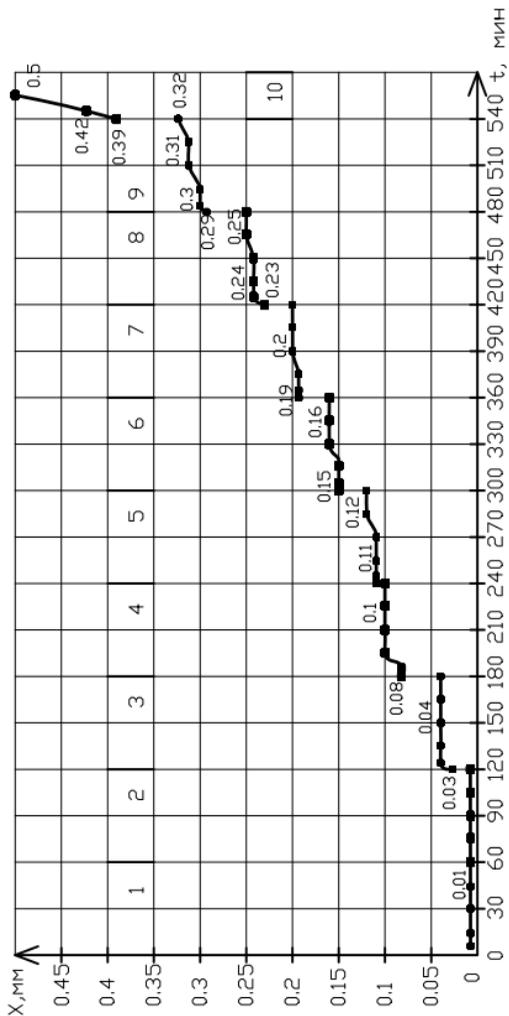


Рис. 3.62. График зависимости перемещения арматуры с гладкой поверхностью в песке в воздушно-сухом состоянии с плотностью $1,6 \text{ г/см}^3$ при распределенной нагрузке $q = 0 \text{ кПа}$, высоте обратной засыпки 15 см от нагрузки и времени: нагрузка F (Н): 1 – 30; 2 – 60; 3 – 90; 4 – 105; 5 – 120; 6 – 135; 7 – 150; 8 – 165; 9 – 180; 10 – 195

Выводы:

1. Коэффициент трения по контакту с арматурой не зависит от длины арматуры и уменьшается с уменьшением сечения арматуры, возрастает с увеличением плотности песчаного основания и глубины заложения и величины распределенной нагрузки на поверхности засыпки. Выдергивающая сила росла пропорционально величине заглубления образца в песке и увеличению распределенной нагрузки.

2. Выдергивающая сила в песчаном основании плотностью $1,6 \text{ г/см}^3$ при увеличении уровня обратной засыпки и величины распределенной нагрузки на поверхности засыпки возрастает меньшими темпами, чем при тех же параметрах, но плотности $1,5 \text{ г/см}^3$.

3. С увеличением плотности песчаного основания возрастают плотность контакта грунта с арматурой и прочностные характеристики армированного массива.

4. Рифленая поверхность арматуры обеспечивает более высокие величины значения усилия выдергивания. При плотности песка $1,5 \text{ г/см}^3$ и рифленой поверхности арматуры они возрастают в 1,2–1,4 раза, а при плотности песка $1,6 \text{ г/см}^3$ усилия выдергивания рифленой арматуры возрастают в 1,14–1,20 раза по сравнению с гладкой.

5. При диаметре арматуры 10 мм величины усилия выдергивания уменьшались в 0,32–0,56 раза по сравнению с аналогичными опытами, выполненными при диаметре арматуры 20 мм. При увеличении плотности песчаного основания с 1,5 до $1,6 \text{ г/см}^3$ усилие выдергивания гладкой арматуры диаметром 10 мм увеличилось в 1,06–1,29 раза.

Интенсивность роста деформаций перемещения арматуры в грунте во времени наблюдалась в первый период испытаний. Далее происходит постепенное включение армирующего элемента в работу: напряжения в окружающем грунте уменьшаются, в армирующем элементе увеличиваются. Развитие деформаций во времени при малом нагружении (до $0,4F_{\text{разр}}$) после первых часов испытания практически прекращалось.

3.5. ИССЛЕДОВАНИЯ АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ (опыты 2010 – 2015 гг.)

3.5.1. ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ОСНОВАНИЯ

В дополнение к ранее приведенным экспериментам выполнен комплекс исследований, направленный на проверку и уточнение функциональных зависимостей, полученных и рассмотренных раньше. Кроме того, предусматривалось более детально определить влияние состава и свойств грунтовых оснований.

Этому способствовало и издание фундаментальной работы Г. Г. Болдырева (2008) по методам определения механических свойств грунтов, а также монография автора и др. (2013).

В задачи экспериментов входило:

- исследование физико-механических свойств грунтовых смесей;
- установка зависимостей несущей способности армированного основания от параметров армирующих элементов;
- определение функциональных зависимостей между перемещением моделей фундаментов и параметрами нагружения и армирования.

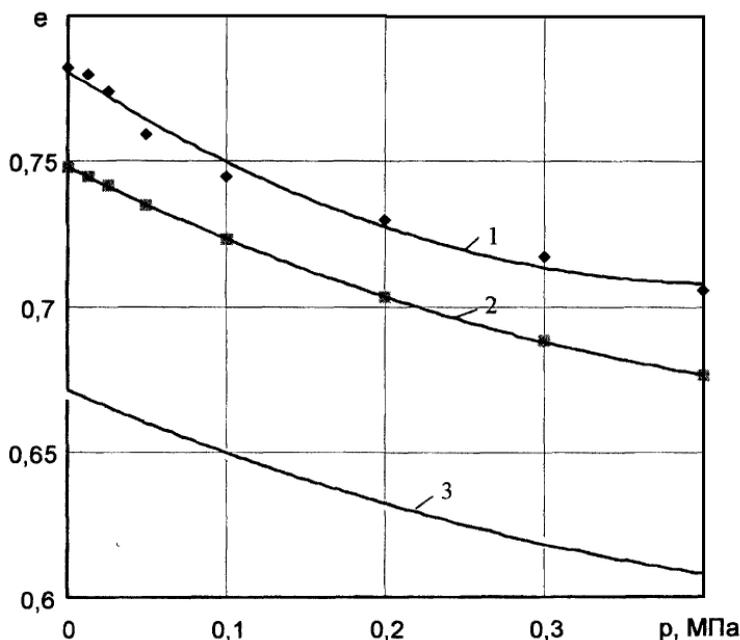


Рис. 3.63. Обобщенный график зависимости коэффициента пористости грунта e от давления при ρ (г/см³):
 1 – 1,48; 2 – 1,51; 3 – 1,58

Получены аппроксимирующие функции при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - e = 0,421p^2 - 0,350p + 0,781;$$

$$2 - e = 0,219p^2 - 0,266p + 0,748;$$

$$3 - e = 0,181p^2 - 0,231p + 0,671,$$

где $p \in (0; 0,4)$ МПа.

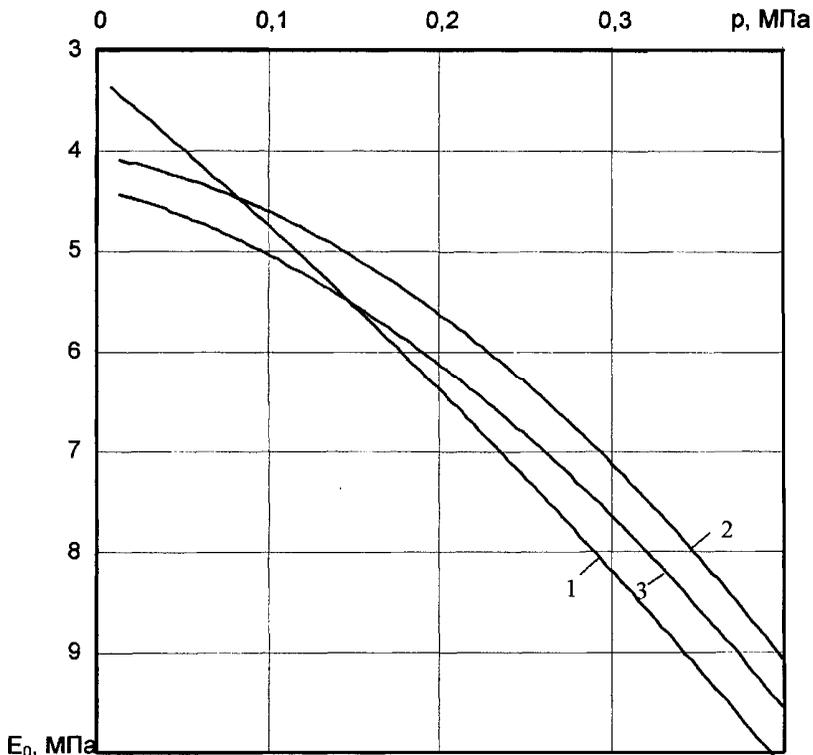


Рис. 3.64. Обобщенный график зависимости модуля деформации грунта 05 от давления при ρ (г/см^3):
1 – 1,48; 2 – 1,51; 3 – 1,58

Получены аппроксимирующие функции при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - E_0 = 8,359p + 13,783p + 3,28;$$

$$2 - E_0 = 23,473p^2 + 3,161p + 4,049;$$

$$3 - E_0 = 20,903p^2 + 4,636p + 4,359,$$

где $p \in (0; 0,4)$ МПа.

Прочностные характеристики грунта. Сдвиговые неконсолидированные недренированные испытания проводили по методике быстрого сдвига на лабораторном сдвиговом приборе (по ГОСТу 12248–96). Результаты испытаний представлены в табл. 3.22; 3.23 и на рис. 3.65, 3.66.

3.22. Результаты сдвиговых испытаний

Вид грунта	Вертикальная нагрузка F , кН	Сдвигающая нагрузка T , кН	Вертикальное давление p , МПа	Касательные напряжения τ , МПа	Сцепления c , кПа	Угол внутреннего трения φ , град
01	0,4	0,24	0,4	0,06	40	12,7
	0,8	0,36	0,2	0,09		
	1,2	0,42	0,3	0,105		
02	0,4	0,30	0,1	0,075	47	16,7
	0,8	0,44	0,2	0,11		
	1,2	0,54	0,3	0,135		
03	0,4	0,34	0,1	0,085	53	18
	0,8	0,48	0,2	0,12		
	1,2	0,60	0,3	0,15		
04	0,4	0,38	0,1	0,095	60	20
	0,8	0,52	0,2	0,13		
	1,2	0,66	0,3	0,165		

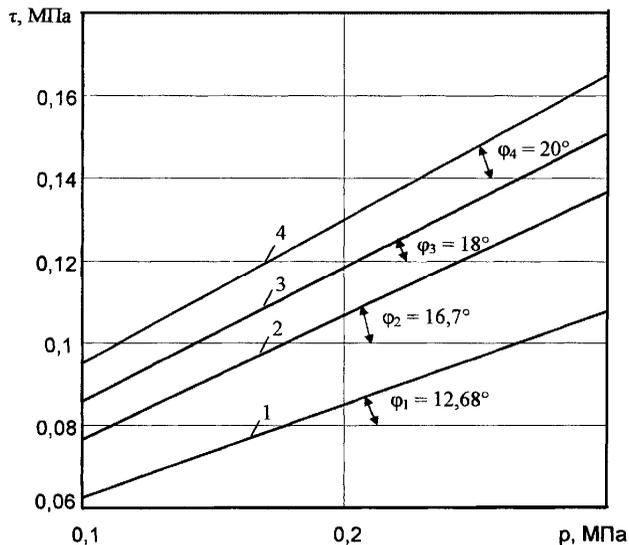


Рис. 3.65. Обобщенный график зависимости предельных касательных напряжений от нормальных давлений (МПа) для моделей грунтов:

1 — 01; 2 — 02; 3 — 03; 4 — 04

Получены аппроксимирующие функции при помощи программы Microsoft Excel:

$$\text{грунт 01} - \tau = 0,225p + 0,04;$$

$$\text{грунт 02} - \tau = 0,3p + 0,047;$$

$$\text{грунт 03} - \tau = 0,325p + 0,053;$$

$$\text{грунт 03} - \tau = 0,35p + 0,06,$$

где $p \in (0; 0,3)$ МПа.

Результаты компрессионных экспериментов модельного грунта 05 в зависимости от плотности при $w = 0,04$ представлены в табл. 3.23.

3.23. Результаты сдвиговых испытаний грунта 05

$\rho, \text{ г/см}^3$	Вертикальная нагрузка $F, \text{ кН}$	Сдвигающая нагрузка $T, \text{ кН}$	Вертикальное давление $p, \text{ МПа}$	Касательные напряжения $\tau, \text{ МПа}$	Сцепления $c, \text{ кПа}$	Угол внутреннего трения $\varphi, \text{ град}$
1,48	0,4	0,42	0,1	0,105	50	30,96
	0,8	0,72	0,2	0,18		
	1,2	0,90	0,3	0,225		
1,51	0,4	0,44	од	0,11	50	33,02
	0,8	0,76	0,2	0,19		
	1,2	0,96	0,3	0,24		
1,58	0,4	0,44	0,1	0,11	53	33,02
	0,8	0,80	0,2	0,20		
	1,2	0,96	0,3	0,24		
1,62	0,4	0,46	0,1	0,115	53	34,99
	0,8	0,84	0,2	0,21		
	1,2	1,02	0,3	0,255		

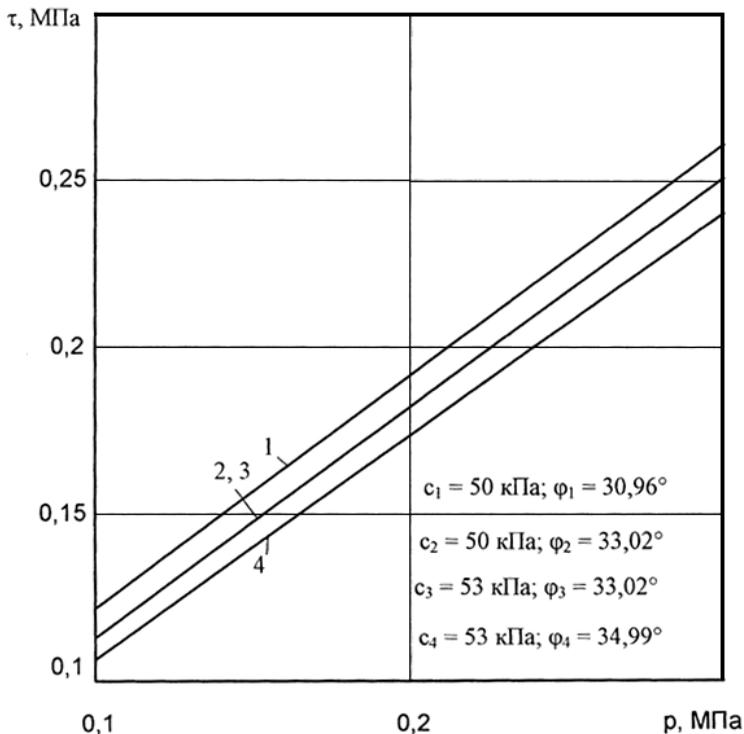


Рис. 3.66. Обобщенный график зависимости предельных касательных напряжений от нормальных давлений при ρ (г/см^3):
 1 – 1,48; 2 – 1,51; 1,58; 3 – 1,62

Получены аппроксимирующие функции при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - \tau = 0,669p + 0,0398;$$

$$2 - \tau = 0,69p + 0,044;$$

$$3 - \tau = 0,697p + 0,0522,$$

где $p \in (0; 0,3)$ МПа.

3.5.2. МНОГОФАКТОРНЫЙ АНАЛИЗ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ОСНОВАНИЙ, АРМИРОВАННЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫМИ СЕТКАМИ

Цели и задачи исследований

Цель работы: поиск оптимальных вариантов армирования связного грунта основания и оценка влияния содержания глинистых фракций на деформативность основания. В задачи исследований входило

экспериментальное изучение влияния вида и расположения арматуры, ее размеров (L_s, B_s, t_s), диаметра стержней арматуры (d_s), расстояния до арматуры (h_s), параметров основания (плотность, влажность грунта), а также изменения содержания глинистых частиц основания (моделей 01; 02; 03; 04) на деформативность и несущую способность армированного основания фундаментов.

Методика проведения экспериментов. Эксперименты проводили в металлическом лотке размерами $1 \times 0,85 \times 0,6$ м, заполненном грунтом и оснащенный рычажной системой (рис. 3.68).

Нагрузку создавали с помощью грузов, укладываемых на подвеску рычага с передаточным числом 1:6. В качестве основания использовали глинистый грунт 04 из Покровского карьера г. Тамбова. В лаборатории провели определение фазовых характеристик грунта, его консистенции, а также компрессионные и сдвиговые испытания. В качестве модели фундамента использовали штамп диаметром $D_{st} = 120$ мм; с гладкой контактной поверхностью. Грунт основания отсыпали слоями по 3...5 см до определенного уровня, устанавливали арматурную сетку из проволоки класса $B_p - 1$ и продолжали послойную укладку грунта с уплотнением металлическими трамбовками. Каждый слой уплотняли одинаковым количеством ударов трамбовки по одному следу. Величину плотности грунта контролировали методом режущего кольца и протарированным плотномером. После каждого эксперимента грунт убирали на глубину 2–3 диаметра модели и укладывали заново.

В ходе испытаний определяли осадку (S) во всем диапазоне нагрузок индикаторами часового типа ИЧ-10, укрепленными на реперной раме. Ступени нагружения принимали равными 0,1 от предполагаемой разрушающей нагрузки. Каждую ступень выдерживали до условной стабилизации осадок (0,2 мм/ч). Нагружение проводили либо до разрушения, сопровождающегося опрокидыванием модели с выпором грунта, или резким увеличением скорости ее перемещений, либо до получения условной предельной осадки фундамента $[S]_{ul} = 12$ мм (0,1 D_{st}).

Перед исследованием армированного основания провели серию опытов по определению несущей способности и деформативности неармированного основания 04.

Эффективность влияния вида арматуры, ее размеров ($L_s \times B_s \times t_s$), диаметра стержней арматуры (D_s), глубину (h_s) заложения сетки оценивали исходя из следующих параметров:

- удельной несущей способности армированного основания:

$$\bar{F} = F_{su} / V_s, \text{ кН/см}^3,$$

где F_{su} – несущая способность армированного грунта основания;
 $V_s = L_s \times B_s \times d_s \times t_s$ – объем сетки;
– относительной несущей способности армированного грунта основания:

$$\bar{F}_{su} = F_{su} / F_u,$$

где F_u – несущая способность неармированного грунта основания;
– относительной осадки \bar{S}_u :

$$\bar{S}_u = S_u / D_{st},$$

S_u – предельная осадка грунта основания.

Используемые в экспериментах арматурные сетки представлены в табл. 3.24.

3.24. Применяемые в экспериментах сетки

Марки сетки	Параметры сетки, мм						Относительные параметры					
	L_s	B_s	t_{sl}	t_{sb}	d_{sl}	d_{sb}	\bar{L}_s	\bar{B}_s	\bar{t}_{sl}	\bar{t}_{sb}	\bar{d}_{sl}	\bar{d}_{sb}
C1	400	200	100	100	4	4	3,33	1,67	0,83	0,83	0,03	0,03
C2	400	200	100	100	5	5	3,33	1,67	0,83	0,83	0,04	0,04
C3	400	200	100	100	7	7	3,33	1,67	0,83	0,83	0,06	0,06
C4	400	200	100	100	9	9	3,33	1,67	0,83	0,83	0,07	0,07
C5	400	200	66,67	66,67	4	4	3,33	1,67	0,56	0,56	0,03	0,03
C6	400	200	66,67	66,67	5	5	3,33	1,67	0,56	0,56	0,04	0,04
C7	400	200	66,67	66,67	7	7	3,33	1,67	0,56	0,56	0,06	0,06
C8	400	200	66,67	66,67	9	9	3,33	1,67	0,56	0,56	0,07	0,07
C9	400	200	40	50	4	4	3,33	1,67	0,33	0,42	0,03	0,03
СЮ	400	200	40	50	7	7	3,33	1,67	0,33	0,42	0,06	0,06
C11	400	200	40	50	9	9	3,33	1,67	0,33	0,42	0,07	0,07
C12	140	120	20	20	4	4	1,17	1,00	0,17	0,17	0,03	0,03
C13	320	220	20	20	4	4	2,67	1,83	0,17	0,17	0,03	0,03
C14	260	160	16,26	14,50	5	5	2,17	1,33	0,14	0,12	0,04	0,04
C15	300	150	30	37,5	5	5	2,5	1,25	0,25	0,31	0,04	0,04

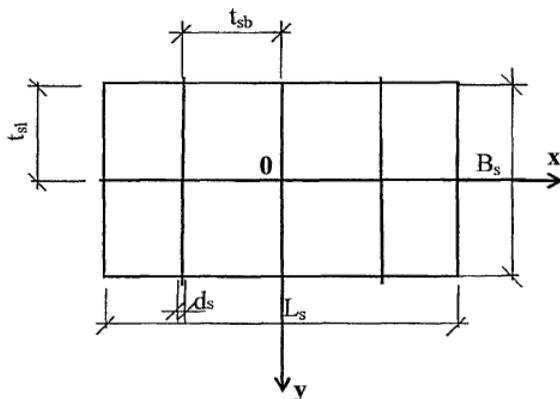


Рис. 3.67. Эскиз сетки

Схемы экспериментальной установки и армирования показаны на (рис. 3.67 и табл. 3.3).

Влияние диаметра стержней сетки на деформативность армированного основания. В серии опытов (на глинистом основании 04 $w = 0,18$ и $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$) использовали сетки: C1; C2; C3; C4 с шагом, равным 100 мм; C5; C6; C7; C8 с шагом, равным 66,67 мм; C9; C10; C11 с шагом, равным 40 и 50 мм в продольном и поперечном направлениях при постоянной глубине заложения сетки, равной 24 мм (рис. 3.69).

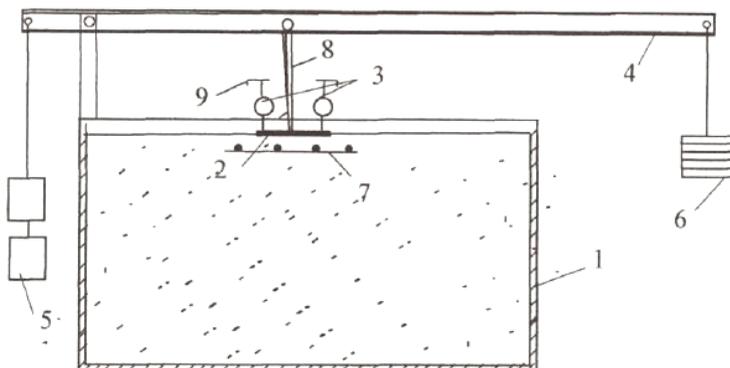


Рис. 3.68. Схема опытной установки:

- 1 – металлический лоток с глиной; 2 – штамп; 3 – индикаторы;
 4 – рычаг; 5 – противовес; 6 – грузы; 7 – армирующий элемент;
 8 – нож; 9 – реперная рама

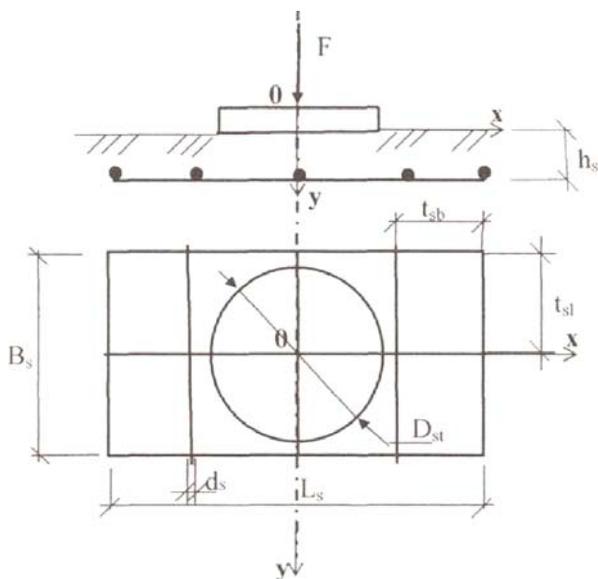


Рис. 3.69. Схема размещения сетки

Серия 1: Армирование выполняли сетками: C1; C2; C3; C4 при постоянных полных размерах но с изменением диаметра d_s – 4; 5; 7; 9 мм.

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.25 и на рис. 3.70, 3.71.

3.25. Зависимость несущей способности армированного грунта от диаметра стержней

Марка сетки	F_u , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_{su}	\bar{V}_s , см ³	\bar{F} , кН/см ³	S_u , мм	\bar{S}_u
C1	2,88	4,32	1,5	27,63	0,156	13,16	0,11
C2	2,88	5,04	1,75	43,17	0,117	13,47	0,11
C3	2,88	5,22	1,81	84,62	0,062	12,79	0,11
C4	2,88	5,58	1,94	139,89	0,04	13,87	0,12

Выводы:

- из таблицы 3.32 получено, что максимальная несущая способность $F_s = 5,58$ кН при диаметре сетки $d_s = 9$ мм (максимальный диаметр сетки);
- максимальная удельная несущая способность $F = 0,156$ кН/см³ получена при $d_s = 4$ мм (минимальный диаметр сетки);
- с армированием несущая способность основания увеличивается от 1,5 до 1,94 в зависимости от диаметра сетки.

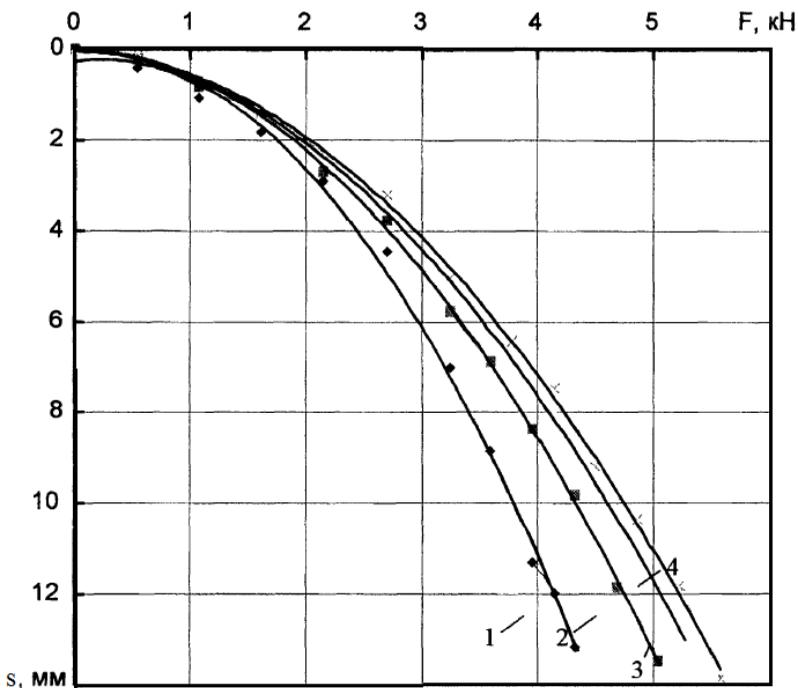


Рис. 3.70. Зависимость «осадка–нагрузка» при $\bar{h}_s = 0,2$ для сеток:
1 – C1; 2 – C2; 3 – C3; 4 – C4

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,799F^2 - 0,478F + 0,298;$$

$$2 - S = 0,52F^2 + 0,047F + 0,046;$$

$$3 - S = 0,439F^2 + 0,159F + 0,001;$$

$$4 - S = 0,419F^2 + 0,131F + 0,005.$$

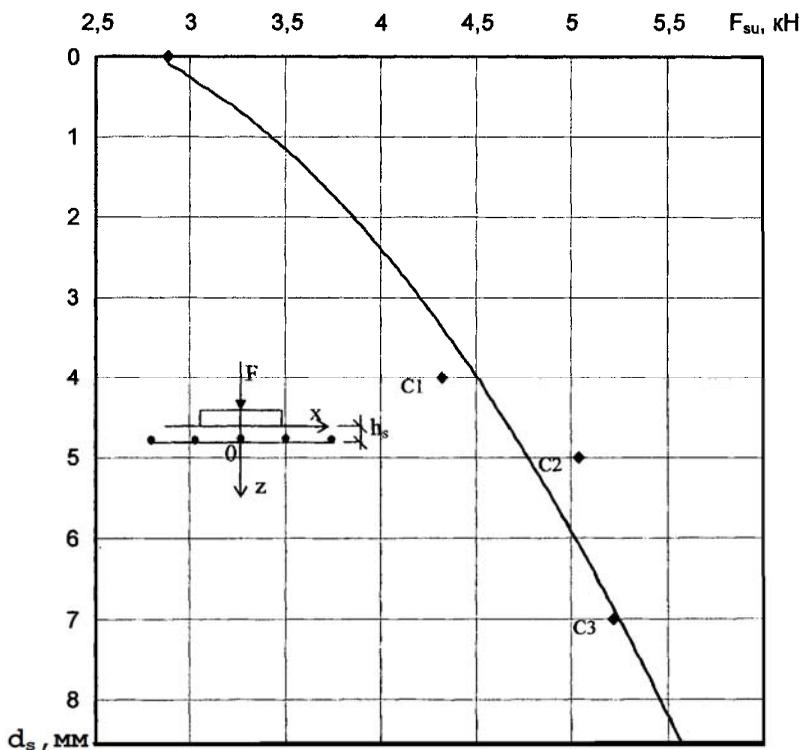


Рис. 3.71. Зависимость предельной нагрузки от диаметра стержней сетки при $h_s = 0,2$

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = 0,694d_s^2 - 2,752d_s + 2,191,$$

где $d_s \in (4; 9)$ мм.

Как видно, с увеличением диаметра стержня несущая способность основания возрастает по степенному закону. Однако эффект может быть оценен из сравнения удельной несущей способности (рис. 3.72).

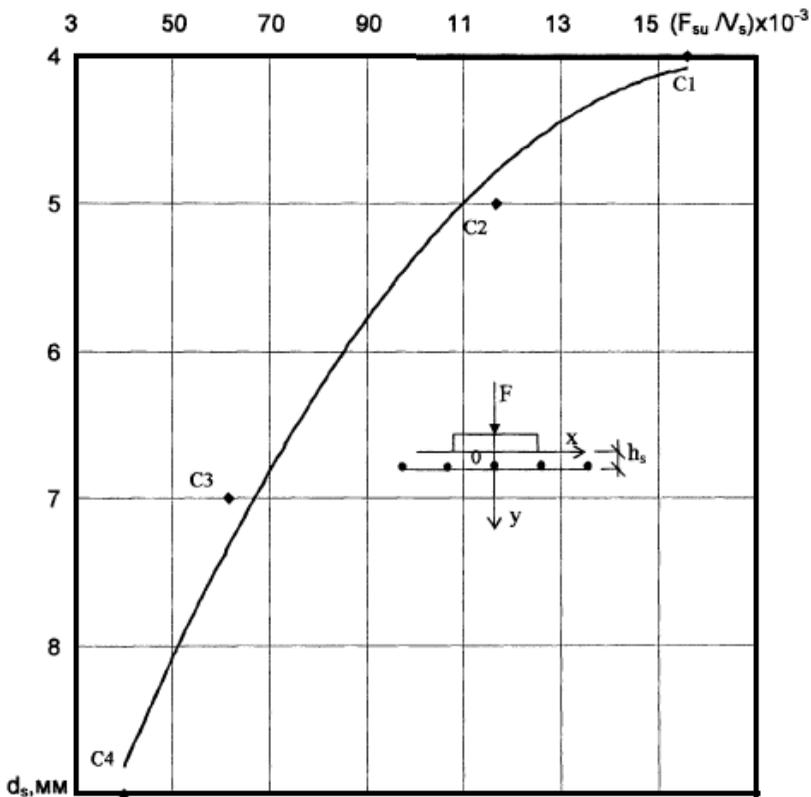


Рис. 3.72. Зависимость удельной несущей способности (F_{su}/V_s) от диаметра стержней для основания 04

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su}/V_s = 0,0003d_s^2 - 0,099d_s + 12,296,$$

где $d_s \in (4; 9)$ мм.

По принятому показанию F_{su}/V_s видно, что с увеличением диаметра стержней эффект армирования снижается.

Серия 2: Армирование сетками: C5; C6; C7; C8 при постоянной $B_3 \times t_s$ с изменением $d_s = 4; 5; 7; 9$ мм, $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$; $w = 0,18$. Результаты экспериментов приведены в табл. 3.26 и на рис. 3.73 – 3.75.

3.26. Зависимость деформативности армированного грунта от диаметра стержней

Марка сетки	F_{iu} , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_{su} , кН	V_s , см ³	F , кН/см ³	S_{iu} , мм	\bar{S}_u
C5	2,88	5,04	1,75	37,68	0,134	13,65	0,114
C6	2,88	5,40	1,87	58,87	0,092	13,17	0,110
C7	2,88	6,48	2,25	115,39	0,056	13,03	0,108
C8	2,88	7,38	2,56	190,75	0,039	12,49	0,104

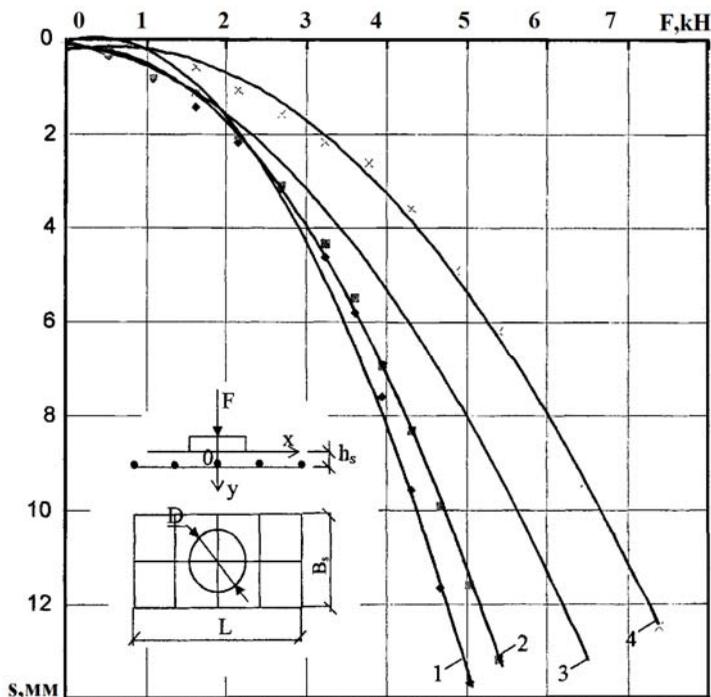


Рис. 3.73. Зависимость «осадка–нагрузка» при $h_s = 0,2$ для сеток: 1 – C5; 2 – C6; 3 – C7; 4 – C8

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,658F^2 - 0,742F + 0,468;$$

$$2 - S = 0,495F^2 - 0,261F + 0,211;$$

$$3 - S = 0,275F^2 + 0,191F + 0,092;$$

$$4 - S = 0,265F^2 - 0,304F + 0,232.$$

Выводы:

– из таблицы 3.33 получено, что максимальная несущая способность $F_{su} = 7,38$ кН при диаметре сетки с $d_s = 9$ мм (максимальный диаметр сетки);

– максимальная удельная несущая способность $F = 0,134$ кН/см при $d_s = 4$ мм (минимальный диаметр сетки);

– с армированием несущая способность основания увеличивается от 1,75 до 2,56 в зависимости от диаметра сетки F , кН.

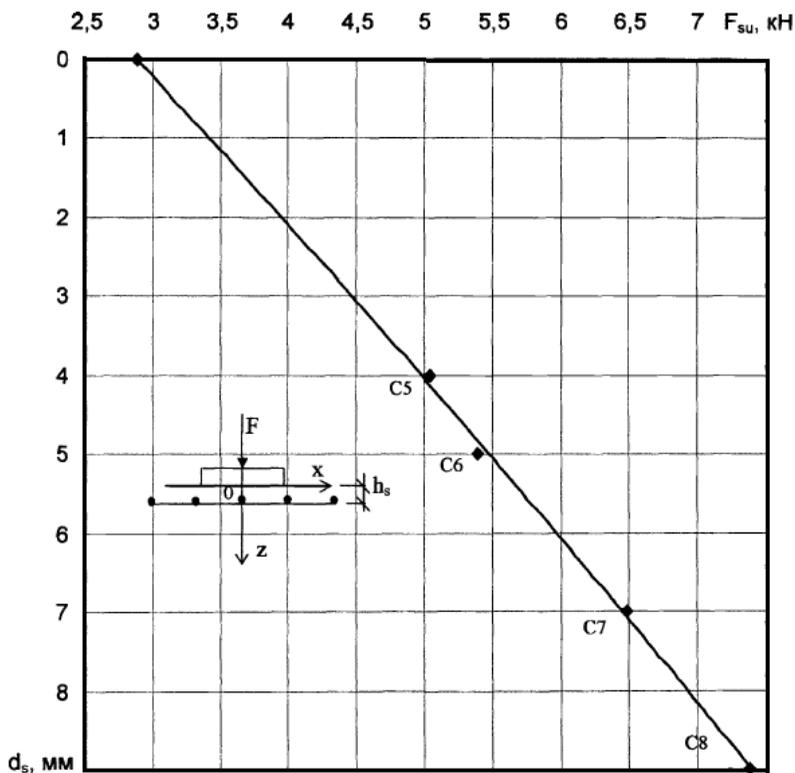


Рис. 3.74. Зависимость предельной нагрузки от диаметра стержней при $\bar{k}_k = 0,2$

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = 0,038d_s^2 + 1,607d_s - 4,948.$$

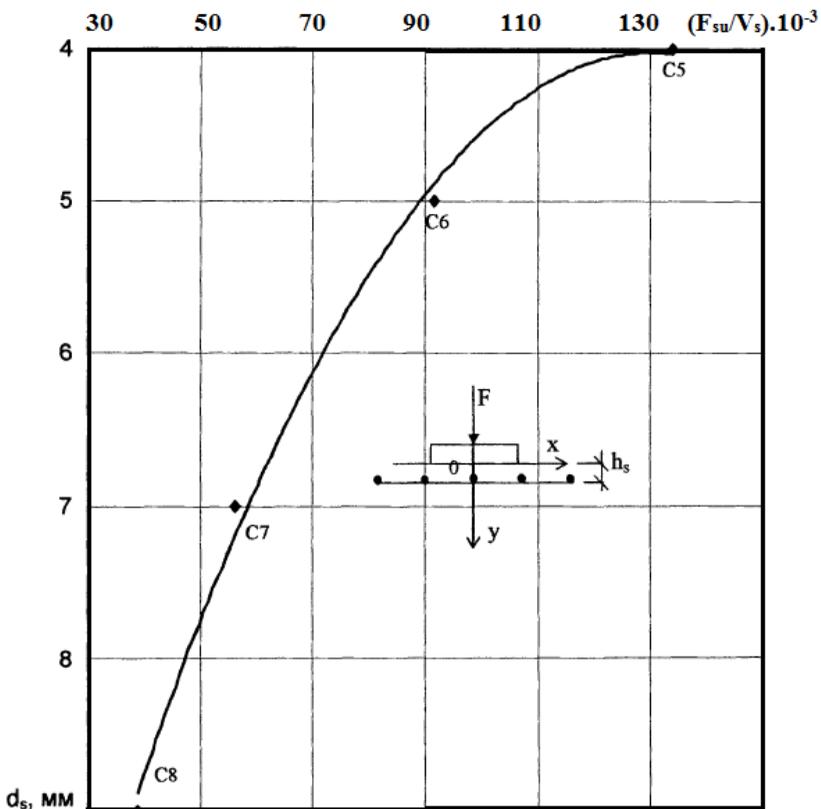


Рис. 3.75. Зависимость удельной несущей способности (F_{su}/V_s) от диаметра стержней сетки при $h_s = 0,2$ для основания 04

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su}/V_s = 0,001d_s^2 - 0,152d_s + 13,888,$$

где $d_s \in (4; 9)$ мм.

Аналогичная зависимость (как и в первой серии) получена во второй серии при других видах арматурных сеток.

Серия 3: Основания 01 ($p = 1,53 \text{ г/см}^3$; $w = 0,18$) с арматурными сетками: С9; С10; С11 при постоянных размерах $L_5 \times B_3 \times t_s$, но с изменением диаметра $d_s = 4; 7; 9 \text{ мм}$.

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.27 и на рис. 3.76 – 3.78.

3.27. Зависимость деформативности армированного грунта от диаметра стержней

Марка сетки	F_u , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_{su}	V_s , см ³	\bar{F} , кН/см ³	s_u , мм	\bar{s}_u
С9	2,88	4,68	1,62	52,75	0,089	12,48	0,104
С10	2,88	5,76	2,0	161,55	0,036	13,41	0,112
С11	2,88	6,30	2,19	267,06	0,024	13,13	0,109

Выводы:

- максимальная несущая способность $F_{su} = 6,30 \text{ кН}$ получена при диаметре сетки $d_s = 9 \text{ мм}$ (максимальный диаметр сетки);
- максимальная удельная несущая способность $\bar{F} = 0,089 \text{ кН/см}^3$ получена при $d_s = 4 \text{ мм}$ (минимальный диаметр сетки);
- с армированием несущая способность основания увеличивается в 1,62 – 2,19 раза в зависимости от диаметра сетки.

Общие выводы:

- предельная несущая способность основания возрастает с увеличением диаметра арматуры с $d_s = 4 \text{ мм}$ до $d_s = 9 \text{ мм}$ в 1,3 – 1,46 раз при разных шагах сетки: в 1,3 раза при $t_s = 100 \text{ мм}$; с 1,34 раза при $t_{sl} = 40 \text{ мм}$, $t_{sb} = 50 \text{ мм}$ и в 1,46 раза при $t_s = 66,67 \text{ мм}$;
- удельная несущая способность основания возрастает с уменьшением диаметра арматуры с $d_s = 9 \text{ мм}$ до $d_s = 4 \text{ мм}$ в 3,46 – 3,91 раз при разных шагах;
- армирование основания позволяет значительно увеличить несущую способность и уменьшить перемещения, т.е. является одним из эффективных способов строительства в сложных грунтовых условиях.

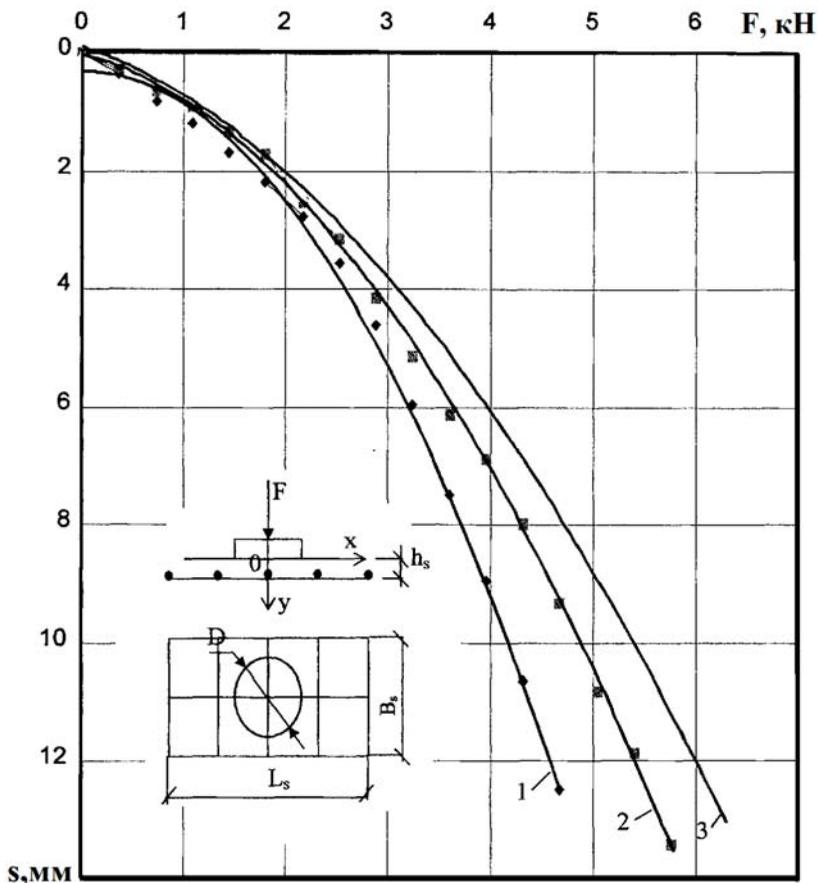


Рис. 3.76. Зависимость «осадка–нагрузка» при $D_{sl} = 120$ мм
для основания 04 сетки:
1 – C9; 2 – C10; 3 – C11

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 0,555F^2 - 0,023F + 0,32;$$

$$2 - s = 0,321F^2 + 0,484F + 0,021;$$

$$3 - s = 0,237F^2 + 0,591F - 0,103.$$

Анализ графиков показывает, что во всех случаях очертания их плавное криволинейное.

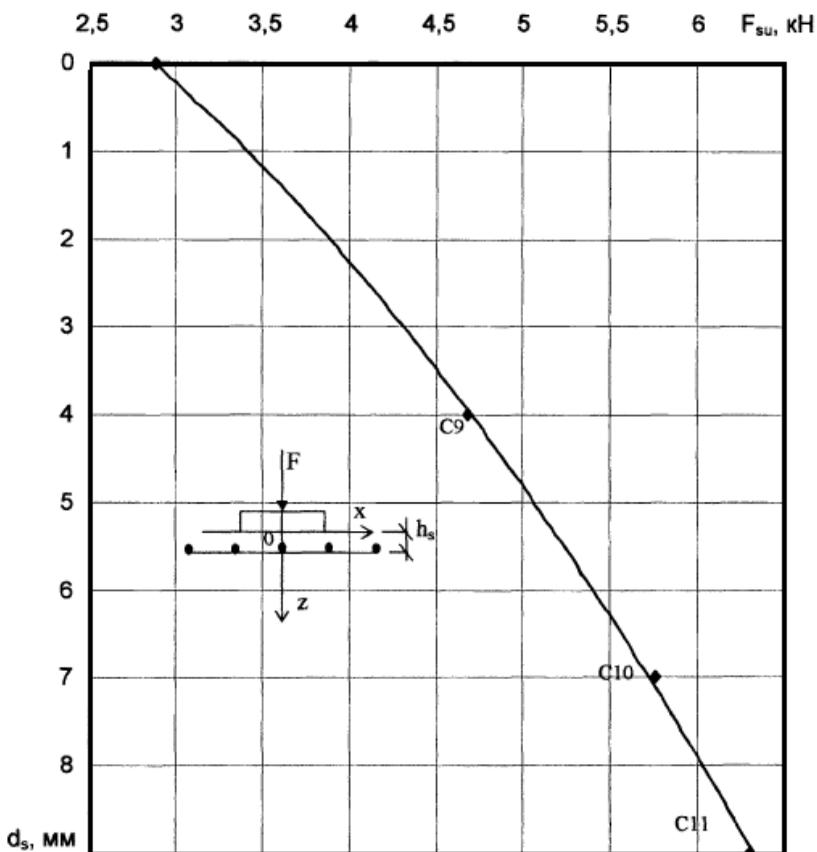


Рис. 3.77. Зависимость предельной нагрузки от диаметра стержней при $\bar{h}_k = 0,2$

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = 0,264d_s^2 + 0,187d_s - 2,716,$$

где $d_s \in (4; 9)$ мм.

В опытах с сетками C9, C10 и C11 получены (рис. 3.77 и 3.78) зависимости, установленные с другими сетками.

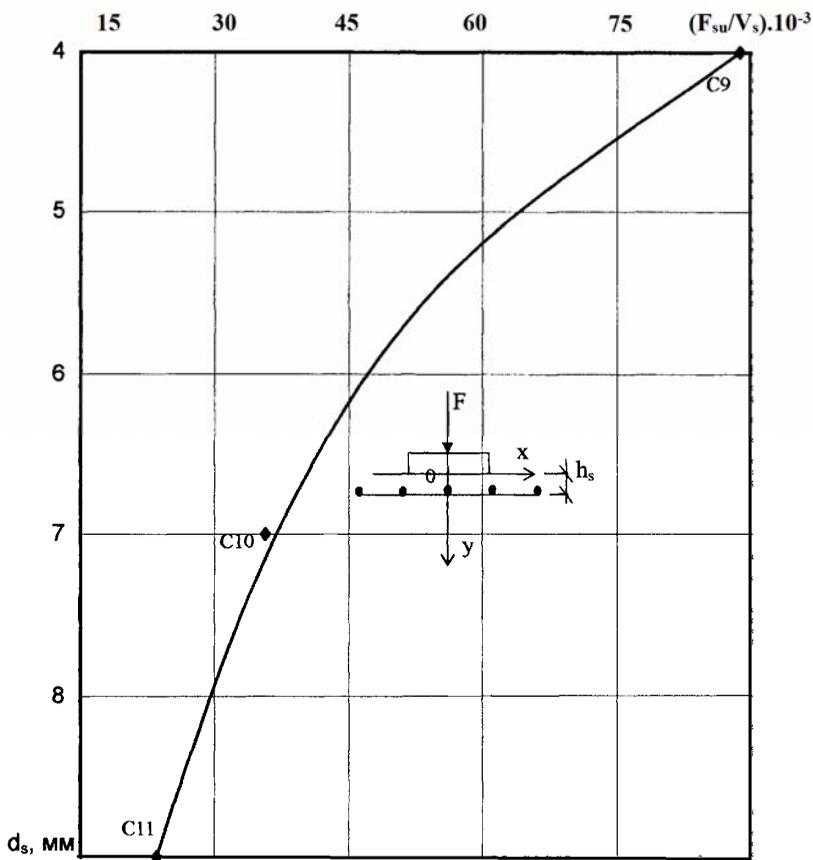


Рис. 3.78. Зависимость удельной несущей способности (F_{su}/V_s) от диаметра стержней сетки при $\bar{h}_s = 0,2$ для основания 04

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su}/v_s = 0,002d_s^2 - 0,265d_s + 14,324,$$

где $d_s \in (4; 9)$ мм.

Для оценки эффекта армирования рассмотрим влияние объема стержней на несущую способность и перемещение.

Влияние объема стержней сетки на деформативность армированного грунта основания. Испытания (при той же постоянной влажности и плотности) проводили с изменением объема и шага стержней сетки при постоянной глубине заложения сетки и ее диаметра.

Серия 4: Основание под штампом $D_{st} = 120$ мм армировали сетками (С1; С12; С13), нагружение центральное при $\rho = 1,53$ г/см³; $w = 0,18$, $d_s = 4$ мм, $h_s = 24$ мм. В опытах изменяли L_s , B_s , t_s .

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.28 и на рис. 3.79, 3.80.

3.28. Зависимость деформативности армированного грунта от объема сетки

Марка сетки	F_{su} , кН	s_u , мм	\bar{s}_u
С1	4,32	13,15	0,11
С12	3,96	13,25	0,11
С13	5,04	13,44	0,112

Вывод:

– максимальная несущая способность $F_{su} = 5,04$ кН получена при использовании сетки С13;

– максимальная удельная несущая способность $\bar{F} = 0,162$ кН/см³ получена при использовании сетки С12;

– для разработки метода расчета армированного основания по первой группе предельных состояний необходимы данные об особенностях взаимодействия армирующих элементов с основанием; в экспериментах определены области выпора грунта для разных схем армирования и нагружения.

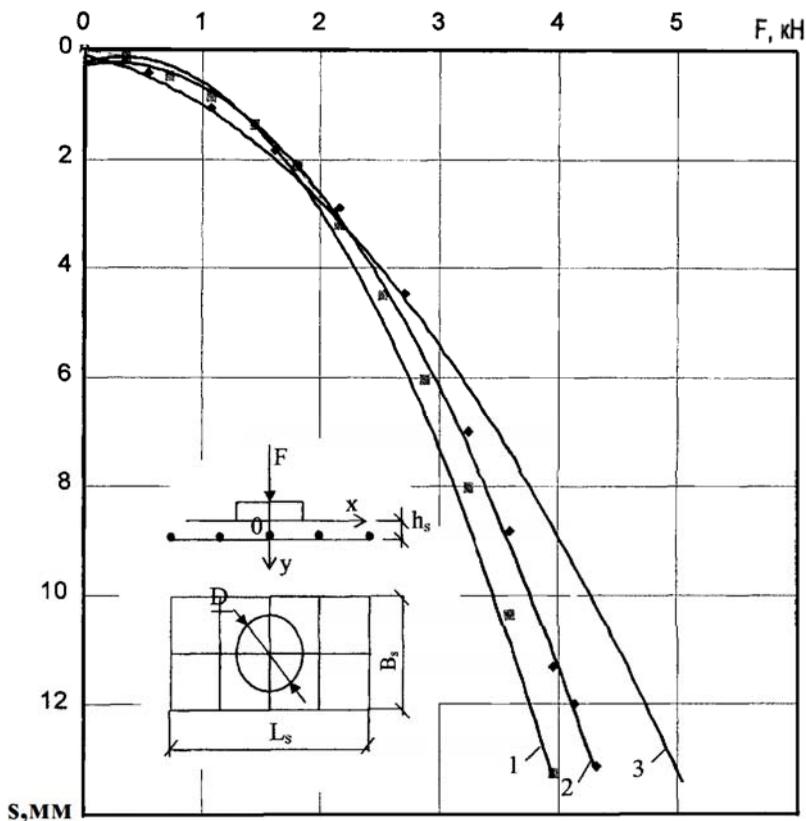


Рис. 3.79. График зависимости осадка от нагрузки для армированного основания 01 при сетке:
1 – C12; 2 – C1; 3 – C13

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 1,015F^2 - 0,840F + 0,306;$$

$$2 - s = 0,799F^2 - 0,478F + 0,298;$$

$$3 - s = 0,430F^2 + 0,479F + 0,10.$$

В опытах с армированием сетками C1, C12 и C13 (рис. 3.79 и 3.80) при $\bar{h}_s = 0,2$ и основании 01 получены также плавные криволинейные графики деформирования.

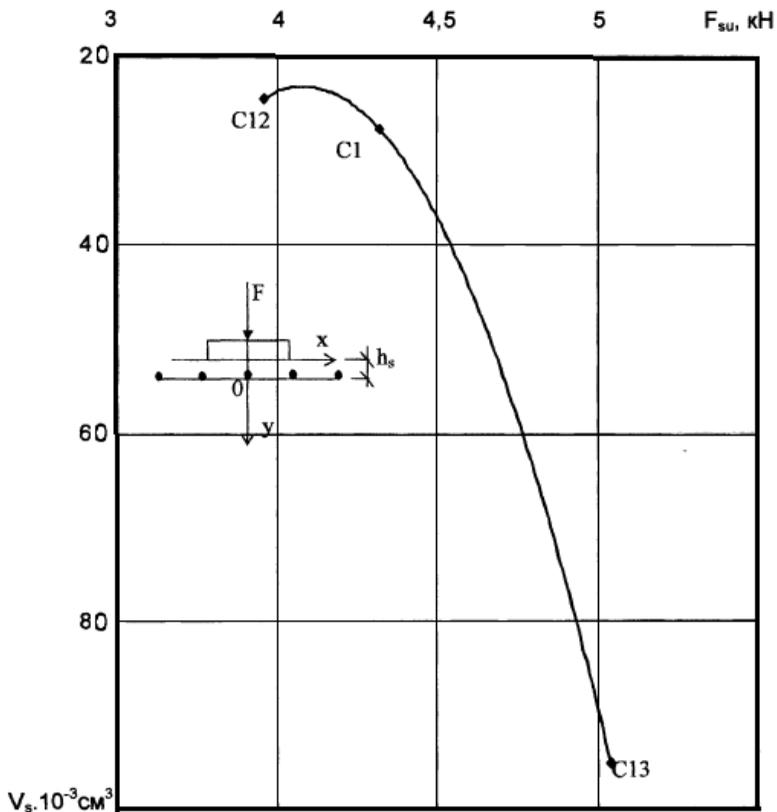


Рис. 3.80. Зависимость предельной нагрузки от объема стержней сетки при $d_s = 4$ мм и $\bar{h}_s = 0,2$

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = 78,499V_s^2 - 640,9V_s + 331,3,$$

где $V_s \in (27,632; 95,205) \text{ cm}^3$.

При увеличении объема арматуры в 2 раза несущая способность основания возрастает в 1,1 раза (рис. 3.81).

Серия 5: основание под штампом $D_{st} = 120$ мм армировали сетками (С2; С14; С15) при $d_s = 5$ мм; $h_s = 24$ мм; $\rho = 1,53$ г/см³ и $w = 0,18$; на штамп передавали ступенчато возрастающую вертикальную нагрузку.

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.29 и на рис. 3.81, 3.82.

3.29. Зависимость деформативности армированного грунта от размеров сетки

Марка сетки	F_{su} , кН	S_{us} , мм	\bar{S}_u
С2	5,04	13,47	0,112
С14	6,12	13,88	0,116
С15	4,50	13,89	0,116

Выводы:

- максимальная несущая способность $F_{su} = 6,12$ кН получена в опыте с сеткой С14;
- максимальная удельная несущая способность $\bar{F} = 0,117$ кН/см³ при сетке С2;
- предельная величина относительной осадки была примерно равной при использовании всех сеток и равнялась 0,11; примерно такая же величина получалась в опытах зарубежных ученых;
- результаты опытов серии 5 близки к полученным в других сериях;
- с увеличением размеров сетки возрастает объем грунта с ограниченными боковыми деформациями; несущая способность основания возрастает.

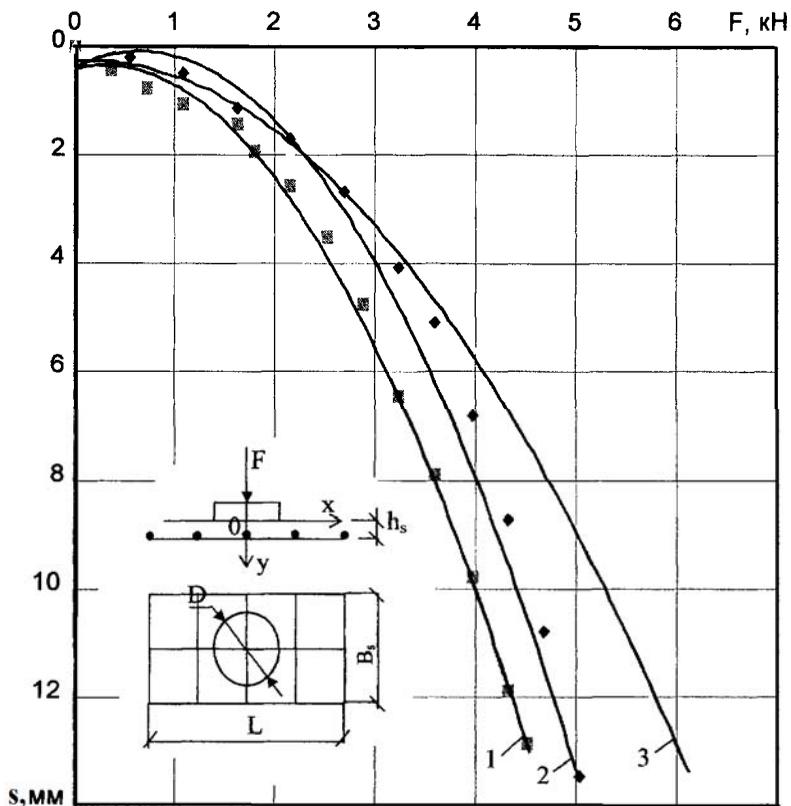


Рис. 3.81. График зависимости осадка от нагрузки для армированного основания 01 при сетке:
1 – C15; 2 – C2; 3 – C14

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 0,733F^2 - 0,546F + 0,438;$$

$$2 - s = 0,707F^2 - 1,115F + 0,521;$$

$$3 - s = 0,364F^2 - 0,080F + 0,251.$$

В этой серии опытов при увеличении объема арматуры в 2 раза несущая способность основания возрастает в 1,2 раза (рис. 3.82).

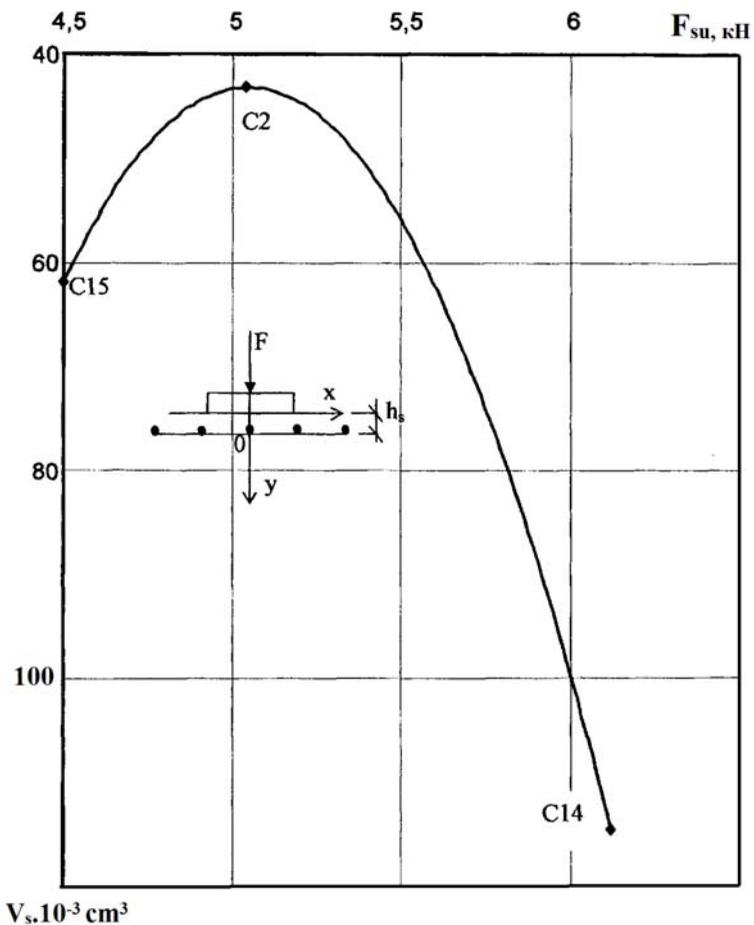


Рис. 3.82. Зависимость предельной нагрузки от объема стержней сетки при $d_s = 5$ мм и $\bar{h}_s = 0,2$

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = 62,142V_s^2 - 627,36V_s + 1626,6,$$

где $V_s \in (43,175; 114,610) \text{ cm}^3$.

3.30. Эффективность влияния объема арматурной сетки

Основание	Марка сетки	F_{us} , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_{su}	V_s , см ³	\bar{F} , кН/см ³
04	C1	2,88	4,32	1,5	27,632	0,156
	C12	2,88	3,96	1,375	24,366	0,162
	C13	2,88	5,04	1,75	95,205	0,053
	C2	2,88	5,04	1,75	43,175	0,117
	C14	2,88	6,12	2,125	114,610	0,053
	C15	2,88	4,50	1,562	61,819	0,073

Общие выводы:

– из таблицы 3.37 получено, что максимальная несущая способность $F_{su} = 6,12$ кН при C14 ($V_s = 114,61$ см³, максимальный объем сетки) и минимальная несущая способность $F_{su} = 3,96$ кН при C12 ($V_s = 24,366$ см³, минимальный объем сетки);

– максимальная удельная несущая способность $\bar{F} = 0,162$ кН/см при C12 ($V_s = 24,366$ см³, минимальный объем сетки) и минимальная удельная несущая способность $\bar{F} = 0,053$ кН/см при C14 ($V_s = 114,61$ см³, максимальный объем сетки).

Влияние глубины заложения арматурной сетки на деформативность армированного грунта основания 04. Испытания (при той же постоянной влажности и плотности) проводили с изменением относительной глубины заложения ($\bar{h}_s = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0$) арматурной сетки C1 и C2.

Серия 6: Основание армировали сеткой C1 при $\rho = 1,53$ г/см³; $w = 0,18$. Нагружение вертикальное центральное.

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.31 и на рис. 3.83 – 3.84.

3.38. Зависимость деформативности армированного грунта от глубины заложения сетки

\bar{h}_s	F_{su} , кН	S_{us} , мм	\bar{S}_u
0,0	3,24	12,55	0,105
0,2	4,32	13,15	0,11
0,4	3,96	12,78	0,106
0,6	3,78	12,59	0,105
0,8	3,24	12,83	0,107
1,0	3,06	12,27	0,102

Выводы:

- максимальная величина несущей способности основания $F_{su} = 4,32$ кН получена на глубине $\bar{h}_s = 0,2$;
- минимальная величина $F_{su} = 3,06$ кН получена на глубине $\bar{h}_s = 1$.

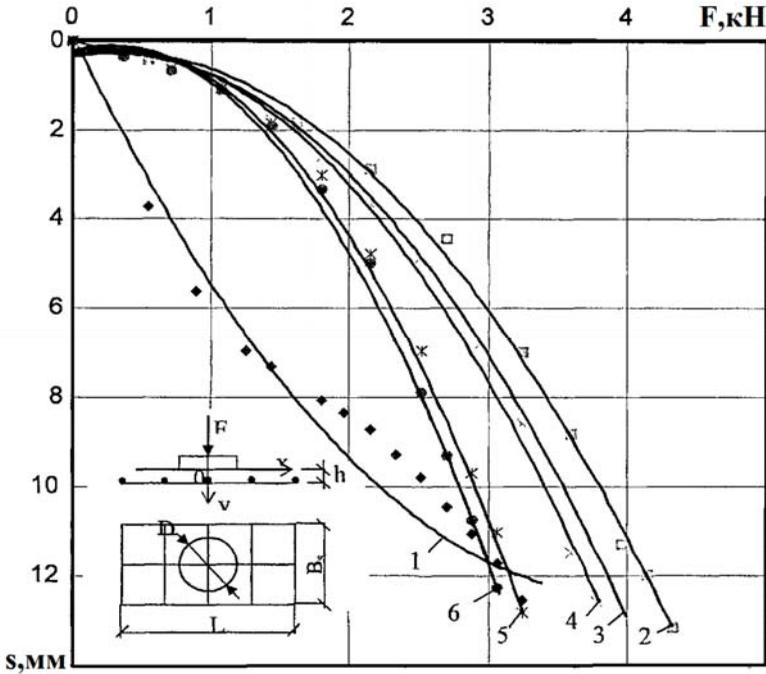


Рис. 3.83. График зависимости осадки от нагрузки для основания 04, армированного сеткой С1, при \bar{h}_s :
 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4; 4 – 0,6; 5 – 0,8; 6 – 1

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = -0,497F^2 + 5,019F + 0,781;$$

$$2 - s = 0,799F^2 - 0,478F + 0,298;$$

$$3 - s = 0,932F^2 - 0,571F + 0,360;$$

$$4 - s = 0,996F^2 - 0,541F + 0,261;$$

$$5 - s = 1,526F^2 - 1,155F + 0,339;$$

$$6 - s = 1,695F^2 - 1,309F + 0,372.$$

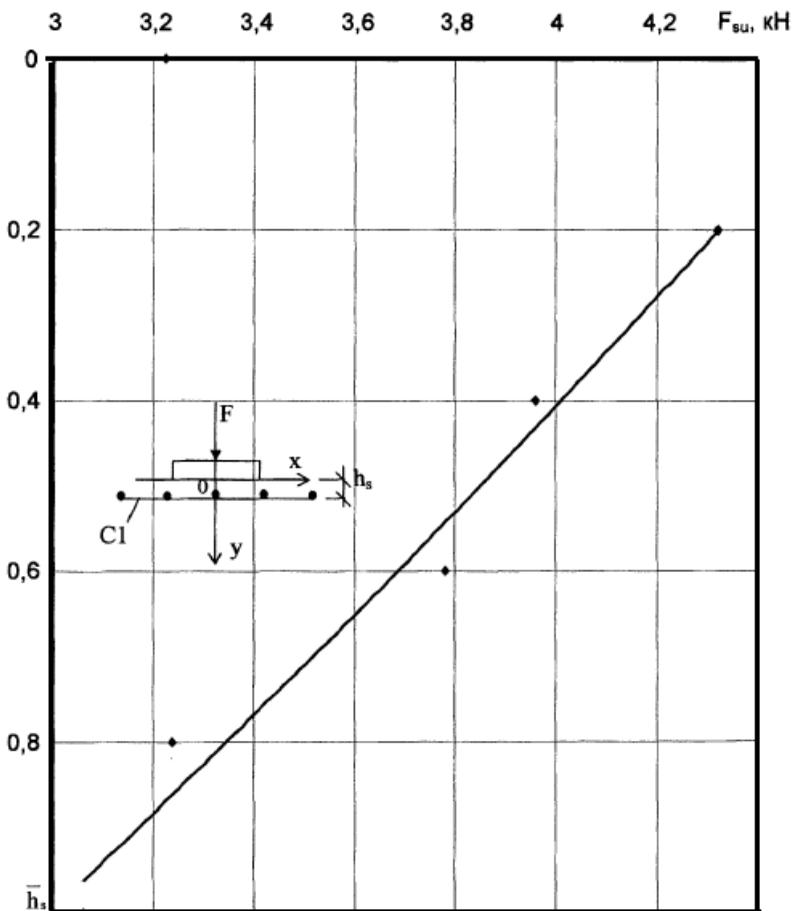


Рис. 3.84. Зависимость разрушающей нагрузки на основания 04 от относительной глубины заложения арматурной сетки

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = -0,039h_s^2 - 0,314h_s + 2,291,$$

где $h_s \in (0; 120)$ мм.

С приближением сетки к штампу несущая способность основания почти линейно возрастает.

Антонов В. М. установил, что $F_{su \max}$ получено при $\bar{h}_s = 0,2$.

Серия 7: Основание армировали сеткой С2 при $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,18$. На модель фундамента передавали осевую вертикальную нагрузку.

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.32 и на рис. 3.85, 3.86.

3.32. Зависимость деформативности армированного грунта от глубины заложения сетки

\bar{h}_s	F_{su} , кН	S_{u0} , мм	\bar{S}_u
0,0	3,96	12,58	0,105
0,2	5,04	13,47	0,112
0,4	4,68	12,36	0,103
0,6	4,14	12,21	0,102
0,8	3,60	13,82	0,115
1,0	3,18	12,30	0,103

Выводы:

- максимальная величина несущей способности основания $F_{su} = 5,04 \text{ кН}$ получена на глубине $\bar{h}_s = 0,2$;
- минимальная величина $F_{su} = 3,18 \text{ кН}$ получена на глубине $\bar{h}_s = 1$.

Общие выводы:

- максимальная величина несущей способности армированного основания достигается при глубине заложения сетки $\bar{h}_s = 0,2$, т.е. там, где образуются зоны пластических деформаций;
- эффективность армирования теряется с увеличением глубины заложения сетки;
- при $\bar{h}_s = 0$ взаимодействие арматуры с грунтом не эффективно;
- использование грунтов разного состава приводило к подобным закономерностям.

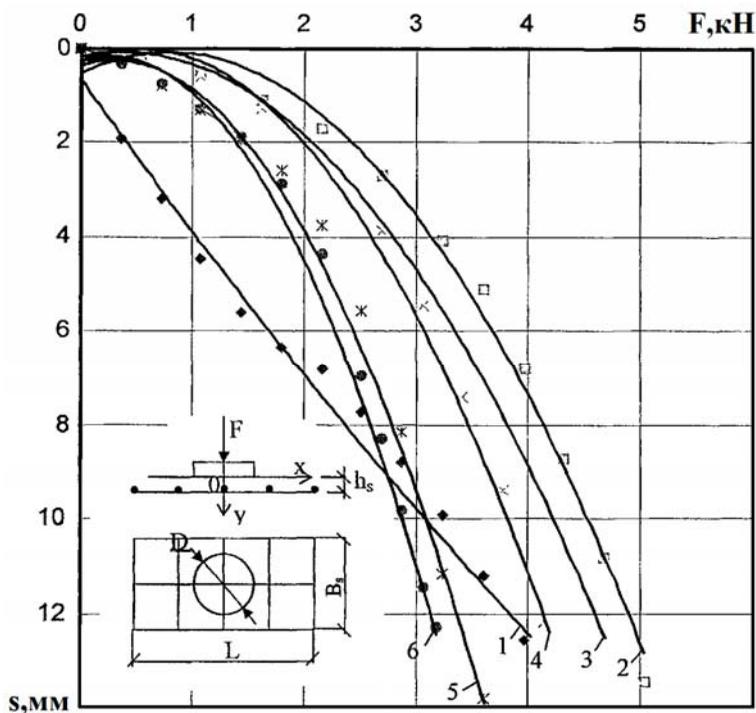


Рис. 3.85. График зависимости осадки от нагрузки для основания 04, армированного сеткой С2, при \bar{h}_s :
 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4; 4 – 0,6; 5 – 0,8; 6 – 1

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$\begin{aligned}
 1 - s &= -0,072F^2 + 3,176F + 0,650; \\
 2 - s &= 0,707F^2 - 1,115F + 0,521; \\
 3 - s &= 0,681F^2 - 0,563F + 0,191; \\
 4 - s &= 0,964F^2 - 1,230F + 0,403; \\
 5 - s &= 1,330F^2 - 1,123F + 0,480; \\
 6 - s &= 1,597F^2 - 1,389F + 0,477.
 \end{aligned}$$

Зависимость между величиной разрушающей нагрузки и оптимальной глубиной расположения арматурной сетки близка к прямой (рис. 3.86).

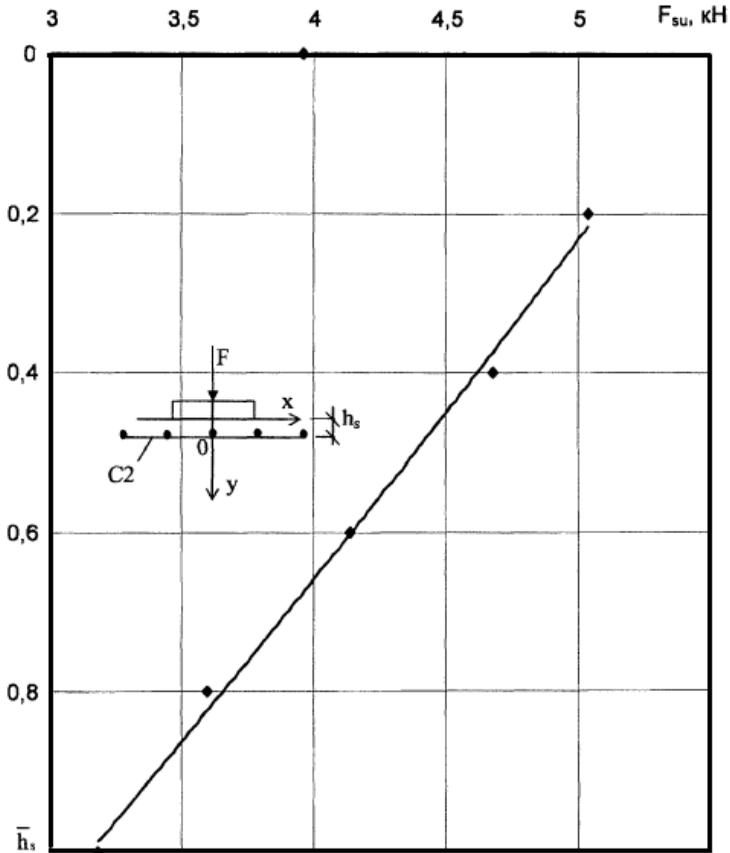


Рис. 3.86. Зависимость разрушающей нагрузки на основания 04 от относительной глубины заложения арматурной сетки

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = -0,014h_s^2 - 0,298h_s + 2,080,$$

где $h_s \in (0; 120)$ мм.

При $\bar{h}_s < 0,2$ отличается снижением величины разрушающей нагрузки до $0,65F_{su}$.

Влияние плотности и влажности грунта на деформативность армированного грунта основания. Испытания проводили по той же схеме при постоянной глубине заложения сетки $h_s = 0,2D_{st} = 24$ мм армировали с сетками С1 и С2. Грунт послойно укладывали и уплотняли металлическими трамбовками.

Серия 8: Основание модели 04 армировали сеткой С1 при $h_s = 24$ мм и $\omega = 0,17$. На модель фундамента передавали ступенчато возрастающую осевую вертикальную нагрузку.

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.33 и на рис. 3.87, 3.88.

3.33. Зависимость деформативности армированного грунта 04 от его плотности при $w = 0,17$

ρ , г/см ³	F_{su} , кН	s_{u0} , мм	\bar{s}_u
1,35	2,52	12,96	0,108
1,51	2,70	13,155	0,11
1,54	4,14	12,615	0,105
1,65	4,32	13,08	0,109
1,71	4,68	12,995	0,108

Выводы:

- подтверждено значительное влияние плотности основания на величину разрушающей нагрузки, т.е. механическое уплотнение является одним из эффективных способов повышения прочности грунтов;
- относительная величина предельной осадки оставалась постоянной, в среднем, равной 0,11, что установлено и в других сериях опытов.

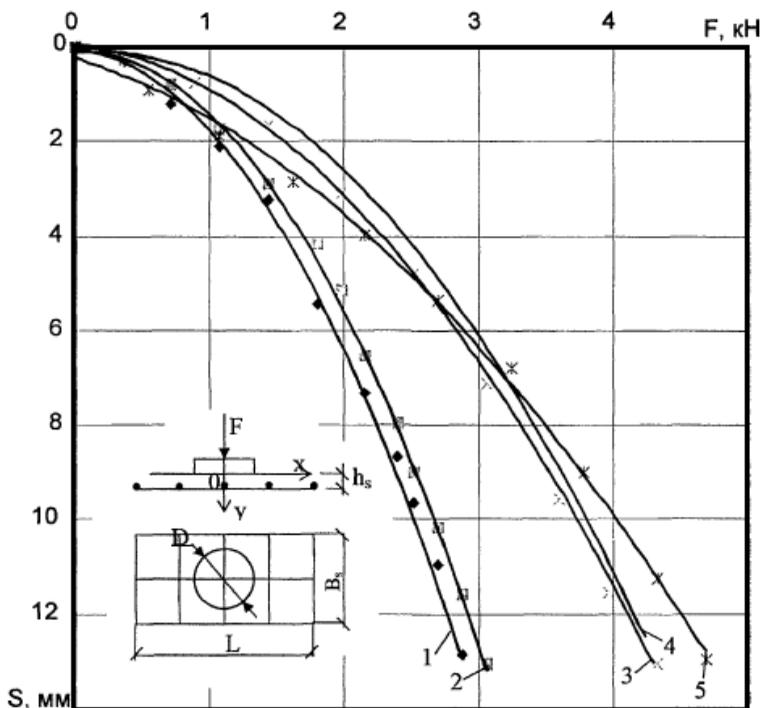


Рис. 3.87. График зависимости осадки от нагрузки для армированного сеткой С1 основания 04 при $w = 0,17$, ρ (г/см³):
 1 – 1,35; 2 – 1,51; 3 – 1,54; 4 – 1,65; 5 – 1,71

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 1,388F^2 + 0,351F + 0,054;$$

$$2 - s = 1,458F^2 - 0,222F + 0,111;$$

$$3 - s = 0,635F^2 + 0,366F - 0,070;$$

$$4 - s = 0,759F^2 - 0,304F + 0,131;$$

$$5 - s = 0,387F^2 + 0,877F + 0,234.$$

Напомним, что по данным Д. Е. Польшина и С. В. Сидорчука, прочность грунтов зависит не только от конечной плотности, но и от способа ее достижения. В опытах Ю. Н. Мурзенко (1971) разрушающая нагрузка на песчаное основание, уплотненное до 1,74 г/см³, превышала 2 МПа.

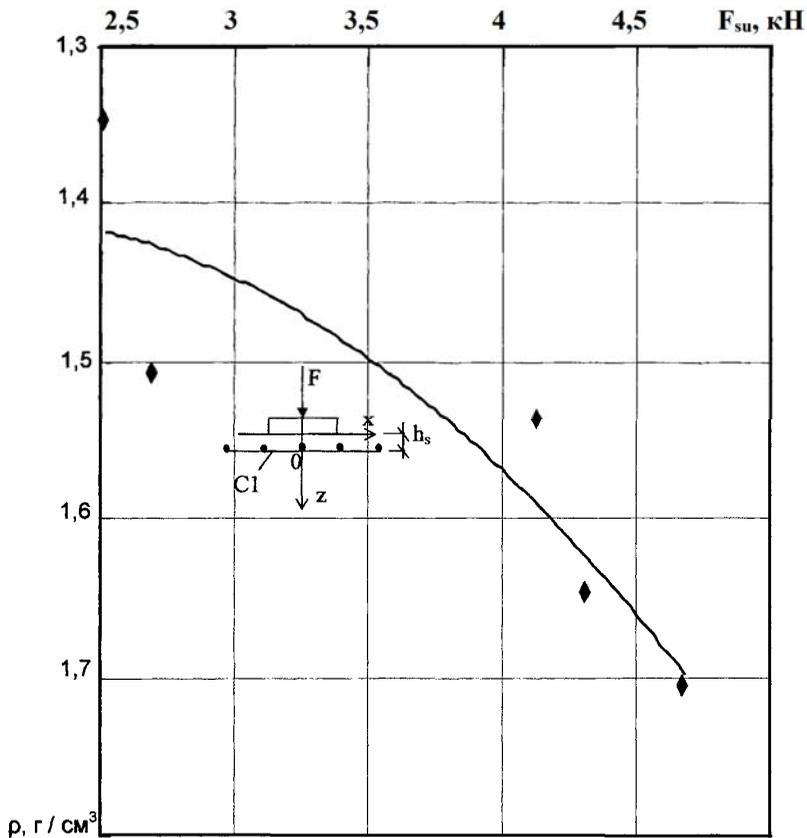


Рис. 3.88. Зависимость разрушающей нагрузки от плотности грунта основания 04 при $w = 0,17$ и $\bar{h}_s = 0,2$

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = 0,041\rho^2 - 0,164\rho + 1,571,$$

где $\rho \in 1,35; 1,71$.

Серия 9: Основание 04 армировали сеткой С2 при $w = 0,21$ и $\bar{h} = 0,2$. На модель фундамента передавали ступенчато возрастающую осевую вертикальную нагрузку.

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.34 и на рис. 3.89, 3.90.

3.34. Зависимость деформативности армированного грунта от плотности при влажности грунта основания $w = 0,21$

ρ , г/см ³	F_{su} , кН	s_u , мм	\bar{s}_u
1,53	1,80	13,965	0,116
1,57	1,80	12,01	0,10
1,69	1,98	12,02	0,10
1,86	2,66	12,83	0,107

Выводы:

- максимальная величина несущей способности основания $F_{su} = 2,86$ кН получена при максимальной плотности $\rho = 1,86$ г/см³;
- минимальная величина $F_{su} = 1,8$ кН получена при минимальной величине $\rho = 1,35$ г/см³.

Общие выводы:

- несущая способность армированного основания значительно возрастает с увеличением плотности грунта и уменьшается с увеличением влажности грунта основания;
- эффективное инженерное решение, основанное на научных данных, достигается при оптимальной для данного грунта плотности и влажности, а для проектируемой подземной – при рациональных схемах армирования и технологиях уплотнения.

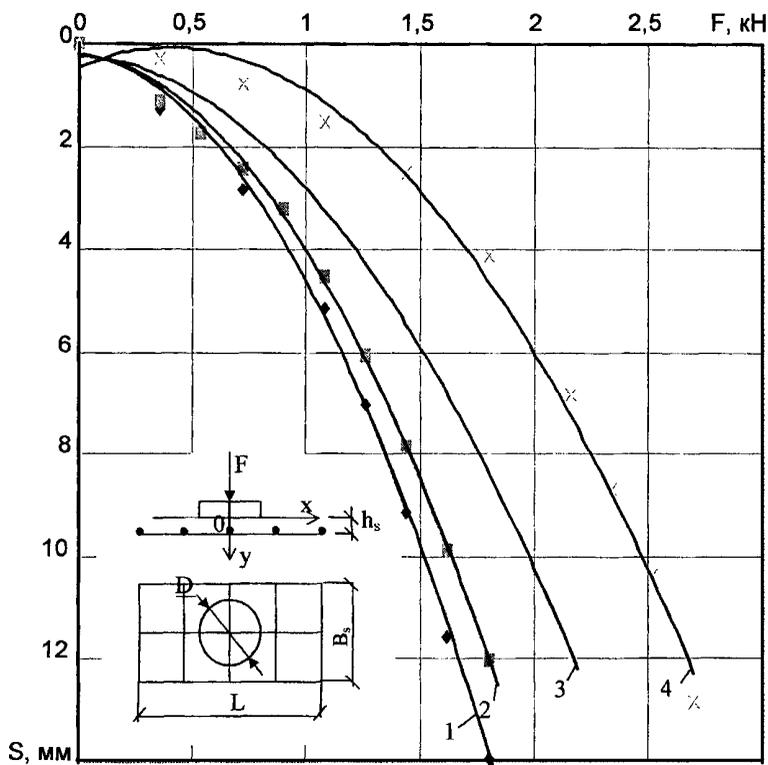


Рис. 3.89. График зависимости осадки от нагрузки для армированного сеткой С1 основания 04 при $\bar{\rho}_s = 0,2$ и $\rho, \text{ г/см}^3$:
 1 – 1,53; 2 – 1,57; 3 – 1,69; 4 – 1,86

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 3,861F^2 + 0,676F + 0,203;$$

$$2 - S = 3,292F^2 + 0,591F + 0,214;$$

$$3 - S = 2,355F^2 + 0,20F + 0,248;$$

$$4 - S = 2,307F^2 - 1,838F + 0,445.$$

Опыты показали (рис. 3.89, 3.90), что для данного грунтового состава эффект повышения плотности более значительный, чем при других. Напомним, что по данным А. Касагранде (1936), что имеется критическая плотность, при превышении которой может происходить разуплотнение.

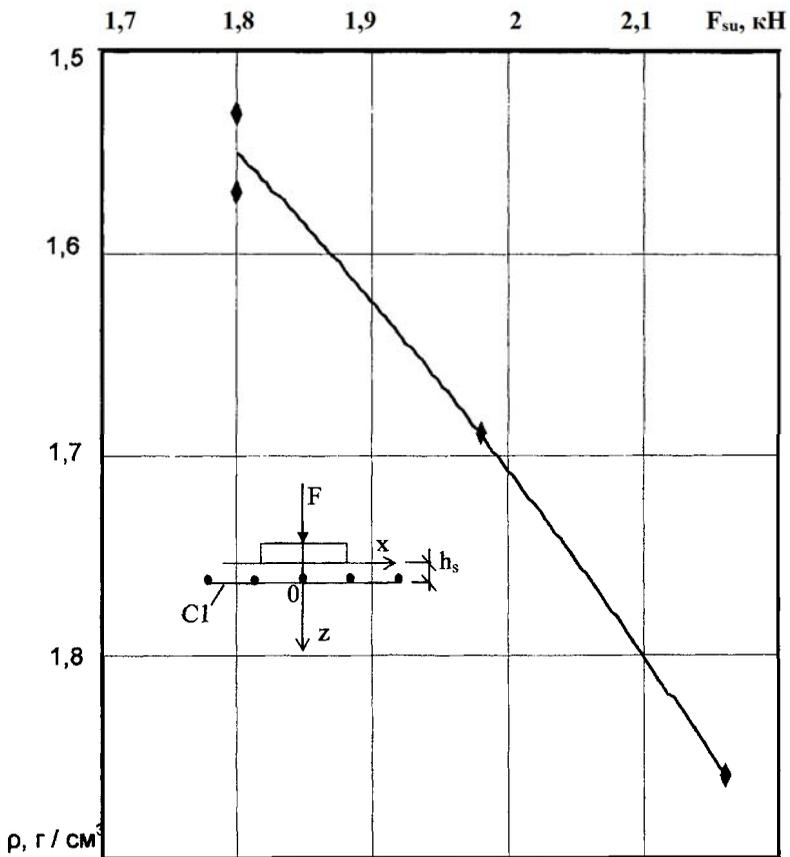


Рис. 3.90. Зависимость разрушающей нагрузки от плотности грунта основания типа 04 при $w = 0,21$ и $\bar{h}_s = 0,2$

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$F_{su} = 0,041\rho^2 - 0,164\rho + 1,571,$$

где $\rho \in 1,53; 1,86$.

Серия 10: основание 05 армировали сеткой С6 при $w = 0,044$ и $\bar{h} = 0,2$. На модель фундамента передавали осевую вертикальную ступенчато возрастающую нагрузку.

Результаты экспериментов приведены в табл. 3.35 и на рис. 3.91, 3.92.

Эффективность влияния плотности основания оценивали исходя из сравнения F_u , F_{su} , \bar{F}_{su} .

3.35. Влияние плотности основания на его деформативность

ρ , г/см ³	F_u , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_{su}
1,48	2,88	3,96	1,37
1,51	3,6	5,76	1,6
1,58	3,96	6,84	1,73
1,62	4,68	7,56	1,60

Вывод:

– по результатам испытаний из табл. 3.35 получено, что с увеличением плотности несущая способность армированного основания возрастает быстрее, чем неармированного.

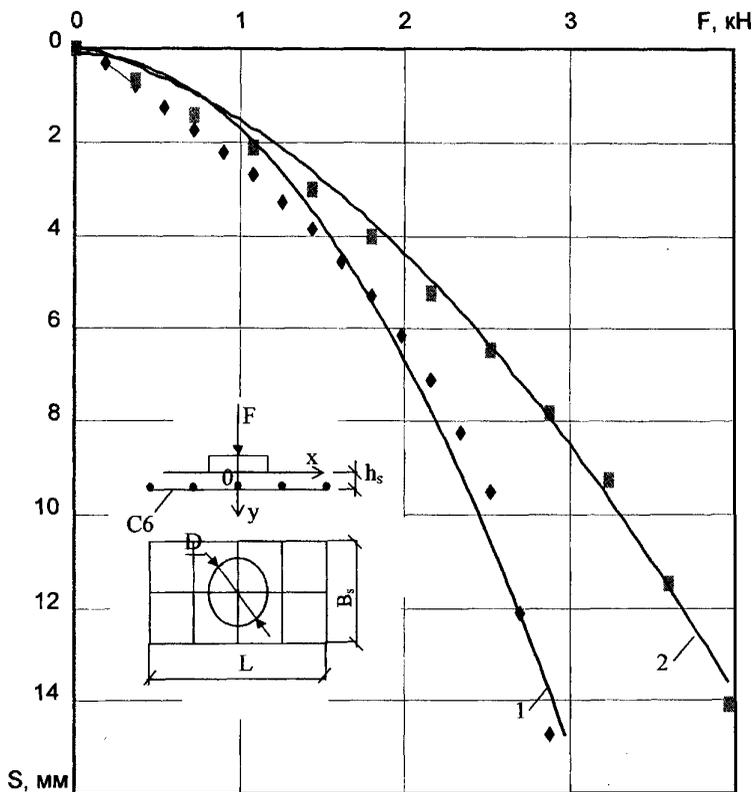


Рис. 3.91. Графики зависимости осадки от нагрузки для неармированного (1) и армированного сеткой С6 (2) основания 05 при $\rho = 1,48 \text{ г/см}^3$ и $w = 0,044$

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 1,617F^2 - 0,193F + 0,602;$$

$$2 - S = 0,618F^2 + 0,921F + 0,272.$$

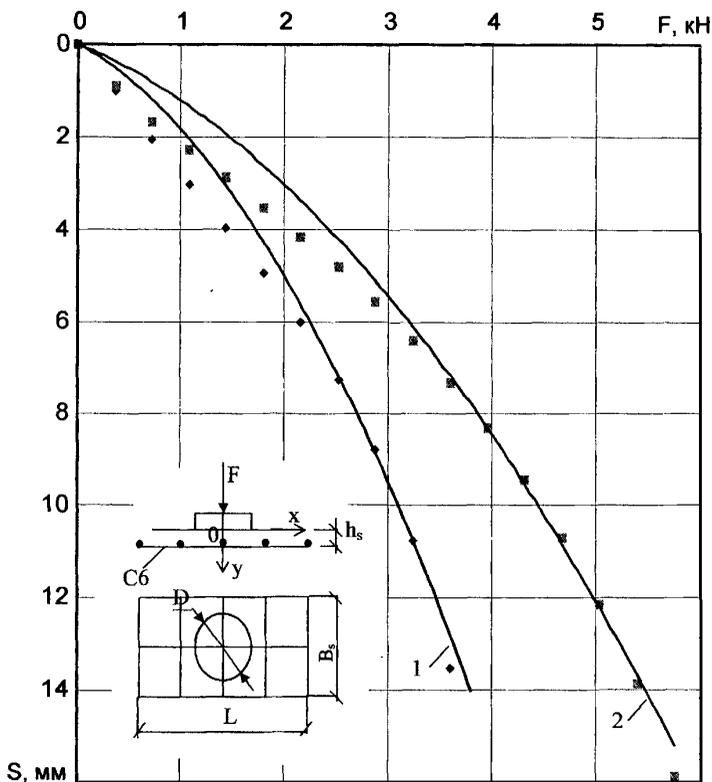


Рис. 3.92. Графики зависимости осадки от нагрузки для неармированного (1) и армированного сеткой С6 (2) основания 05 при $\rho = 1,51 \text{ г/см}^3$ и $w = 0,044$

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,551F^2 + 1,488F + 0,406;$$

$$2 - S = 0,284F^2 + 0,892F + 0,662.$$

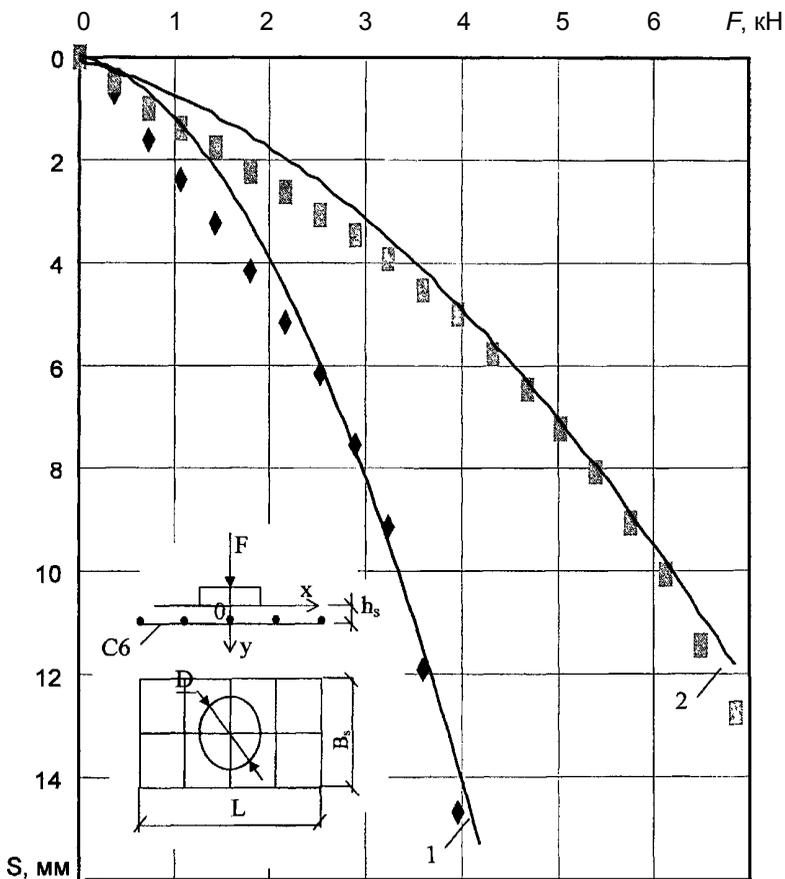


Рис. 3.93. Графики зависимости осадки от нагрузки для неармированного (1) и армированного сеткой С6 (2) основания 05 при $\rho = 1,58 \text{ г/см}^3$ и $w = 0,044$

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,704F^2 + 0,617F + 0,485;$$

$$2 - S = 0,183F^2 + 0,469F + 0,483.$$

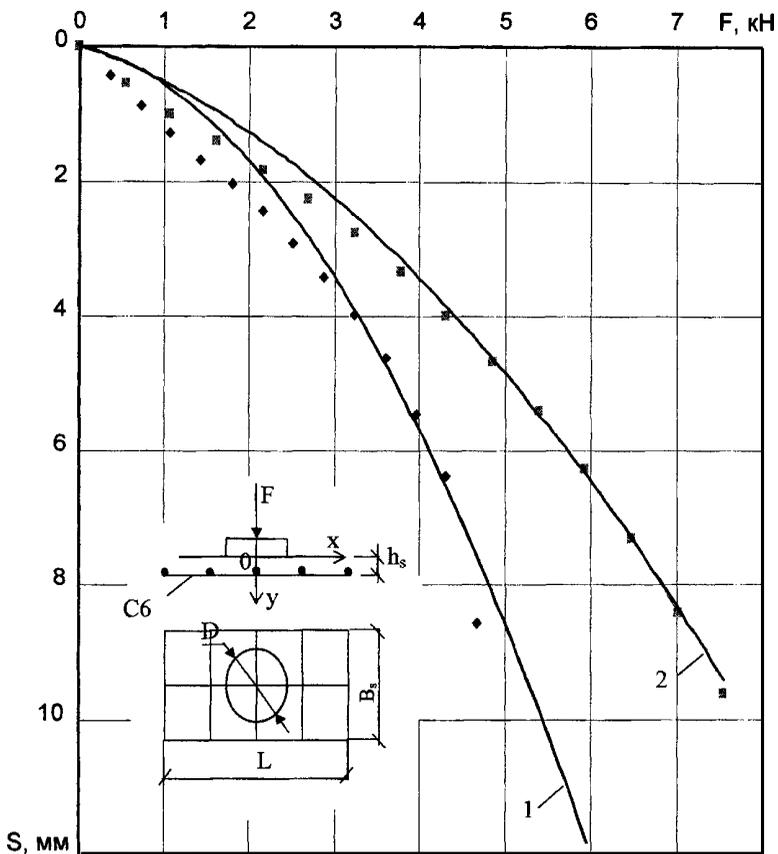


Рис. 3.94. Графики зависимости осадки от нагрузки для неармированного (1) и армированного сеткой С6 (2) основания 05 при $\rho = 1,62 \text{ г/см}^3$ и $w = 0,044$

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,268F^2 + 0,321F + 0,378;$$

$$2 - S = 0,105F^2 + 0,415F + 0,29.$$

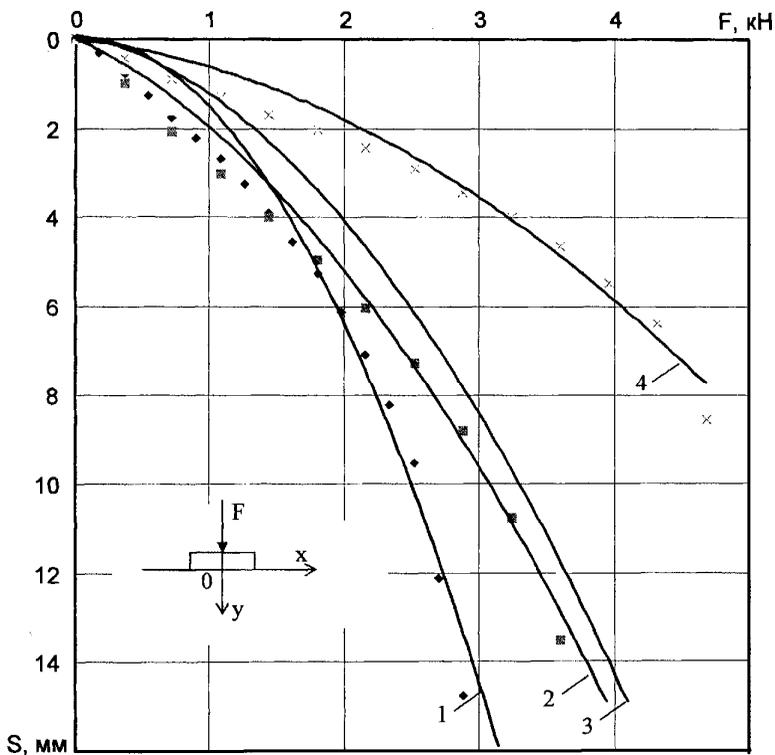


Рис. 3.95. Графики зависимости осадки от нагрузки для неармированного основания 05 при $w = 0,044$, ρ (г/см^3):
 1 – 1,48; 2 – 1,51; 3 – 1,58; 4 – 1,62

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 1,617F^2 - 0,193F + 0,602;$$

$$2 - S = 0,551F^2 + 1,488F + 0,406;$$

$$3 - S = 0,704F^2 + 0,617F + 0,485;$$

$$4 - S = 0,268F^2 + 0,321F + 0,378.$$

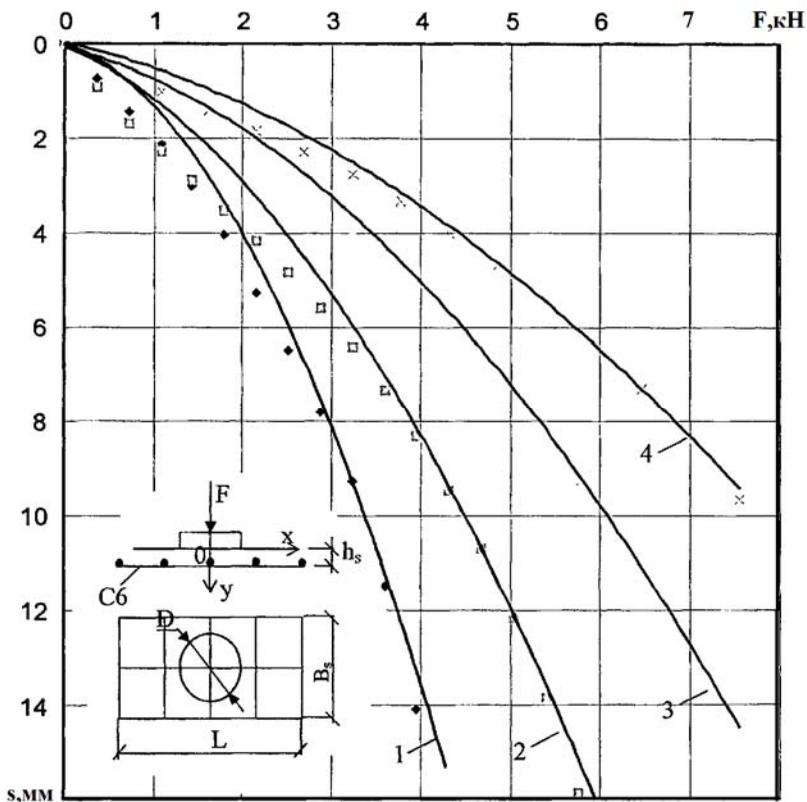


Рис. 3.96. Графики зависимости осадки от нагрузки для армированного основания 05 при $w = 0,044$ сеткой С6, ρ ($\text{г}/\text{см}^3$):
 1 – 1,48; 2 – 1,51; 3 – 1,58; 4 – 1,62

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,618F^2 + 0,921F + 0,272;$$

$$2 - S = 0,284F^2 + 0,892F + 0,662;$$

$$3 - S = 0,183F^2 + 0,469F + 0,483;$$

$$4 - S = 0,105F + 0,415F + 0,29.$$

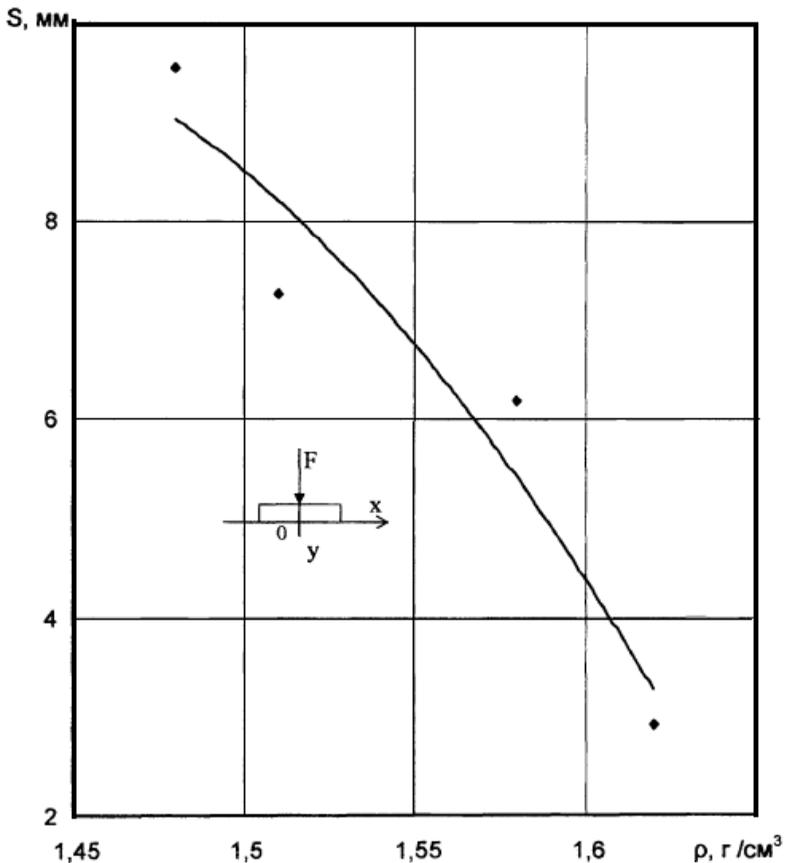


Рис. 3.97. Зависимость осадки штампа от плотности неармированного грунта основания 05 при $F = 2,52$ кН

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$S = -125,75\rho^2 + 348,64\rho - 231,53,$$

где $\rho \in (1,48; 1,62)$.

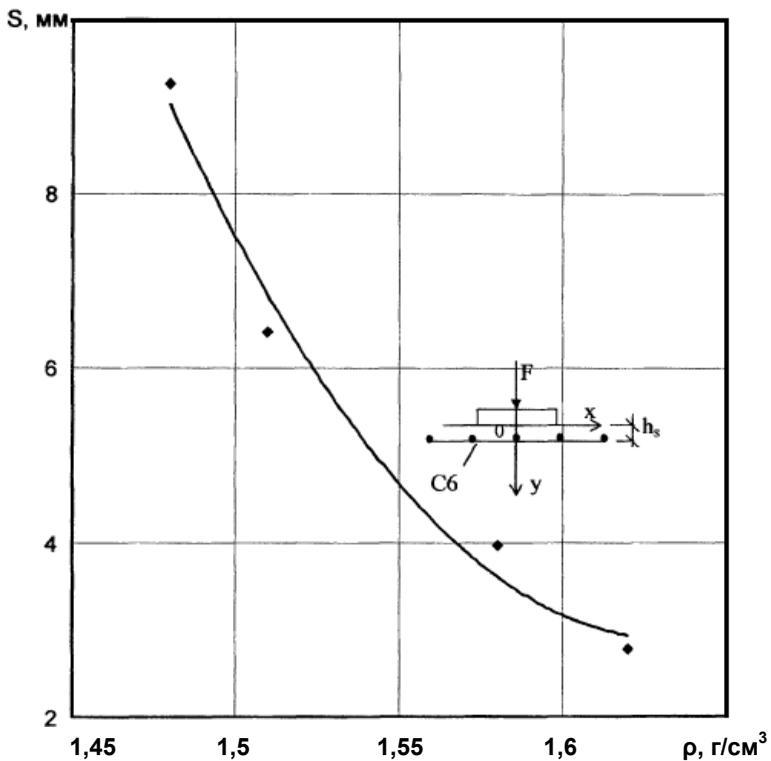


Рис. 3.98. Зависимость осадки штампа от плотности армированного грунта основания 05 сеткой C6 при $F = 3,24$ кН

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$S = 265,78\rho^2 - 867,43\rho + 710,64,$$

где $\rho \in (1,48; 1,62)$.

Влияние числа пластичности грунта на деформативность армированного и неармированного грунта основания. Испытания проводили при постоянной глубине заложения сетки С1 $h_s = 0,2D = 24$ мм. В ходе испытаний изменяли плотность, влажность грунта основания и постепенно изменяли число пластичности I_p грунта добавлением песка от 25 до 75%.

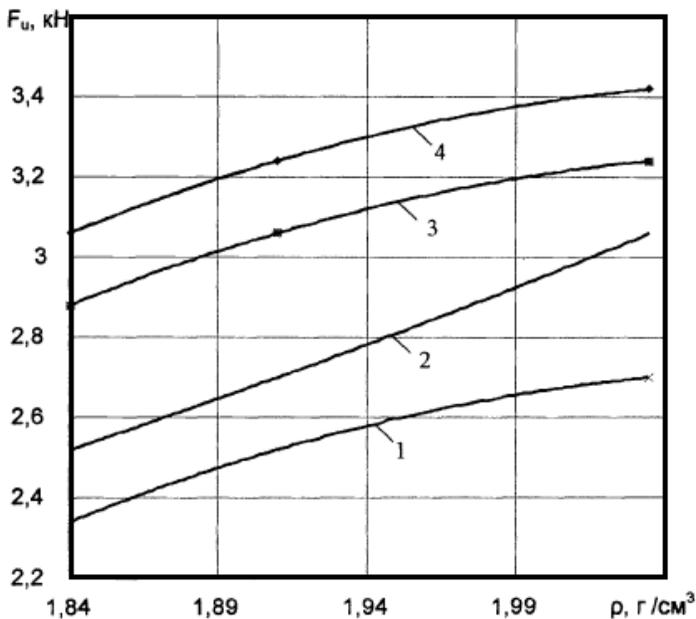
Результаты экспериментов приведены в табл. 3.37, 3.38 и на рис. 3.99 – 3.102.

3.36. Составы модельного грунтового основания

Компоненты смеси	№ смеси (модели)			
	01	02	03	04
	<i>Содержание компонентов, %</i>			
Глина	25	50	75	100
Песок	75	50	25	
	<i>Число пластичности</i>			
Глина Глина	0,087	0,128	0,158	0,18

3.37. Величины разрушающих нагрузок на неармированный грунт в зависимости от его влажности, плотности и состава

Влажность грунта	Плотность грунта, г/см ³	Величины разрушающих нагрузок F_u , кН, для грунтовых моделей			
		01	02	03	04
0,144	1,84	2,34	2,52	2,88	3,06
	1,91	2,52	2,70	3,06	3,24
	2,03	2,70	3,06	3,24	3,42
0,226	2,11	2,16	1,80	1,62	1,44
	2,16	2,34	1,98	1,80	1,62
	2,25	2,52	2,16	1,98	1,62



**Рис. 3.99. Зависимости величины разрушающей нагрузки от плотности неармированного грунта при $w = 0,144$ и модели основания:
1 – 01; 2 – 02; 3 – 03; 4 – 04**

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - F_u = -5,802\rho^2 + 24,33\rho - 22,783;$$

$$2 - F_u = 1,582\rho^2 - 3,363\rho + 3,350;$$

$$3 - F_u = -5,802\rho^2 + 24,33\rho - 22,243;$$

$$4 - F_u = -5,802\rho^2 + 24,33\rho - 22,063,$$

где $\rho \in (1,84; 2,03)$.

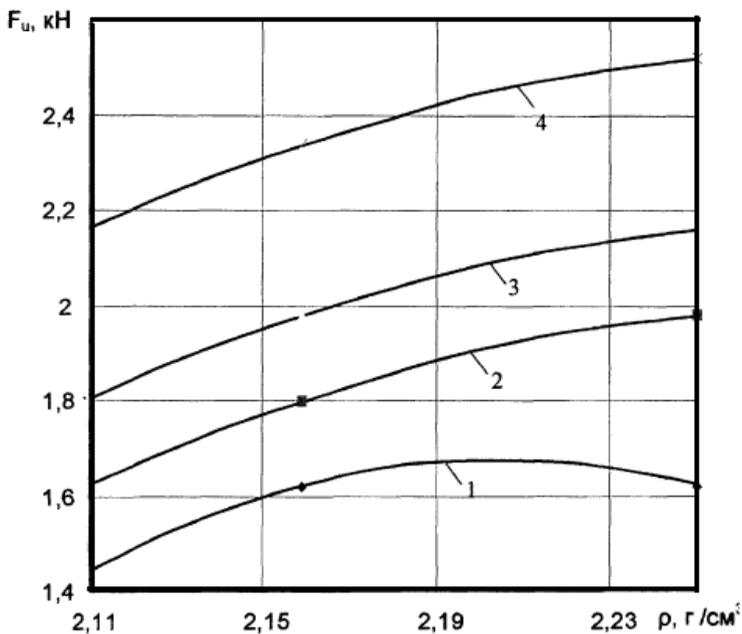


Рис. 3.100. Зависимости величины разрушающей нагрузки от плотности неармированного грунта при $w = 0,226$ и модели основания:
 1 – 04; 2 – 03; 3 – 02; 4 – 0,1

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - F_u = -25,532\rho^2 + 112,57\rho - 122,41;$$

$$2 - F_u = -11,503\rho^2 + 52,696\rho - 58,351;$$

$$3 - F_u = -11,503\rho^2 + 52,696\rho - 58,171;$$

$$4 - F_u = -11,503\rho^2 + 52,696\rho - 51,811,$$

где $\rho \in (2,11; 2,25)$.

3.38. Величины разрушающих нагрузок на армированный грунт в зависимости от его влажности, плотности и состава

Влажность грунта	Плотность грунта, г/см ³	Величины разрушающих нагрузок F_{su} , кН для грунтовых моделей			
		01	02	03	04
0,144	1,84	2,70	2,88	3,24	4,14
	1,91	2,88	3,06	3,6	4,32
	2,03	3,24	3,78	3,96	4,68
0,226	2,11	2,88	2,34	2,16	1,98
	2,16	3,06	2,52	2,16	1,98
	2,25	3,24	2,70	2,34	2,16

Выводы:

– при влажности $w = 14,4\%$, с увеличением числа пластичности грунта основания от 0,087 до 0,18 несущая способность армированного и неармированного оснований увеличивается соответственно;

– при влажности $w = 22,6\%$, несущая способность армированного и неармированного оснований уменьшается с увеличением числа пластичности грунта.

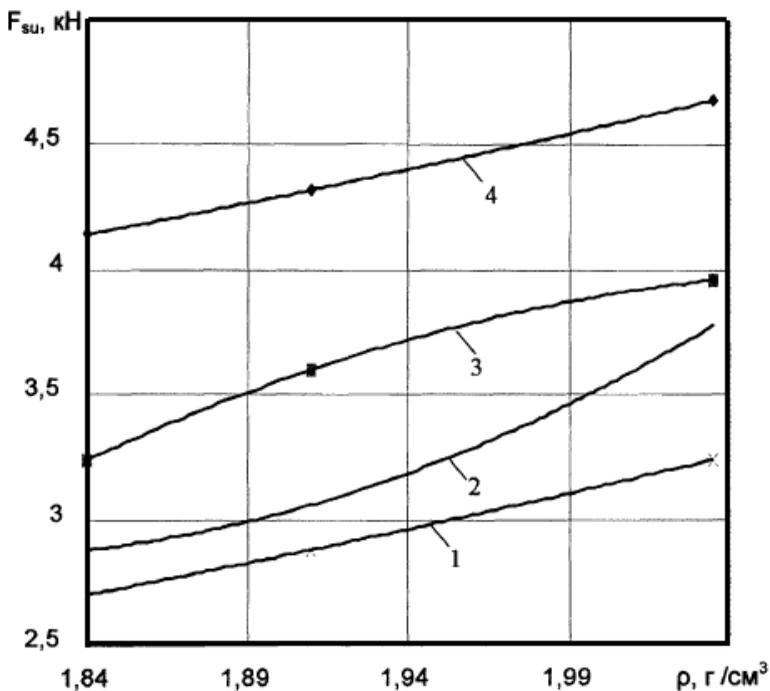


Рис. 3.101. Зависимости величины разрушающей нагрузки от плотности армированного грунта при $w = 14,4$ и модели основания:

1 – 01; 2 – 02; 3 – 03; 4 – 04

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - F_u = 1,582\rho^2 - 3,363\rho + 3,530;$$

$$2 - F_u = 16,352\rho^2 - 58,747\rho + 55,615;$$

$$3 - F_u = -11,604\rho^2 + 48,659\rho - 47,005;$$

$$4 - F_u = 1,582\rho^2 - 3,363\rho + 4,97,$$

где $\rho \in (1,84; 2,03)$.

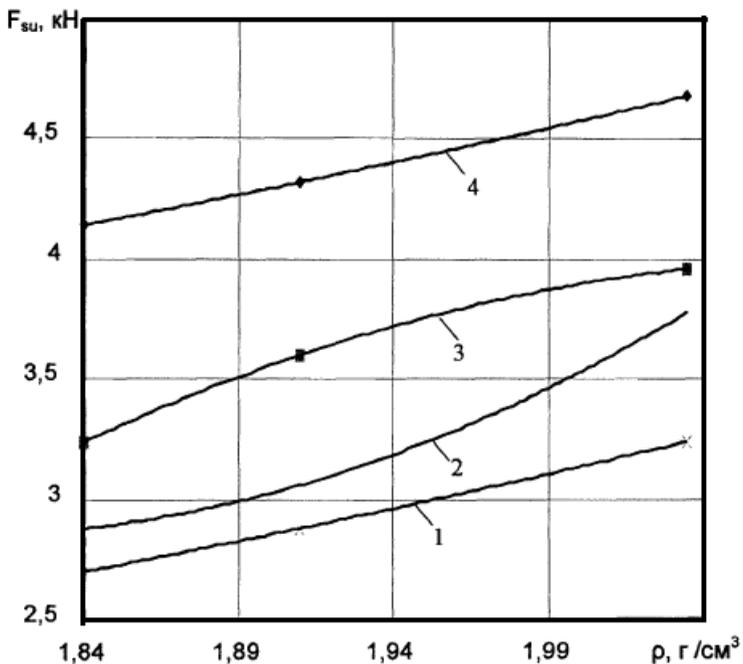


Рис. 3.102. Зависимости величины разрушающей нагрузки от плотности армированного грунта при $w = 0,226$ и модели основания:
 1 – 04; 2 – 03; 3 – 02; 4 – 0,1

Полученная функция аппроксимирована при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - F_u = 14,029\rho^2 - 59,874\rho + 65,857;$$

$$2 - F_u = 14,029\rho^2 - 59,874\rho + 66,037;$$

$$3 - F_u = -11,503\rho^2 + 52,696\rho + 57,631;$$

$$4 - F_{su} = -11,503\rho^2 + 52,696\rho + 57,091,$$

где $\rho \in (1,84; 2,03)$.

Влияние скорости нагружения на деформативности неармированного и армированного основания. Эксперименты проводили в пространственном металлическом лотке размером $1 \times 0,85 \times 0,6$ м. Основанием являлся суглинок нарушенной структуры Ласкинского карьера г. Тамбова. Размельченный грунт укладывали слоями по 10 см и уплотняли ручной трамбовкой до $\rho = 1,8$ г/см³. Плотность контролировали с помощью режущих колец и протарированного плотномера.

Моделью фундамента является жесткий стальной штамп $D_{st} = 120$ мм. Нагрузку передавали рычагом ступенями. Общее число их колебалось от 10 до 15. Принимали четыре интервала скорости нагружения: 15, 150, 500, 1500 с.

Для выяснения влияния армирования параллельно проводили эксперименты на неармированном и армированном основаниях. В качестве армирующего элемента использовали сетки из стальной проволоки класса Вр-1300.

Предварительными экспериментами установлено, что наибольший эффект армирования достигали при размещении сетки на глубине $0,2D_{st}$. Эту величину принимали во всех случаях

Нагрузку на основании доводили до разрушения, т.е. определяли F_u и F_{su} (соответственно величины для неармированного и армированного грунта). Опыты проводили с двукратной повторностью. Использовали модельные грунты 04: $w = 0,07$; $\rho = 1,57$ г/см³ и 03: $w = 0,19$; $\rho = 1,8$ г/см³. Результаты экспериментов представлены на рис. 3.103 – 3.121 и в табл. 3.16, 3.17.

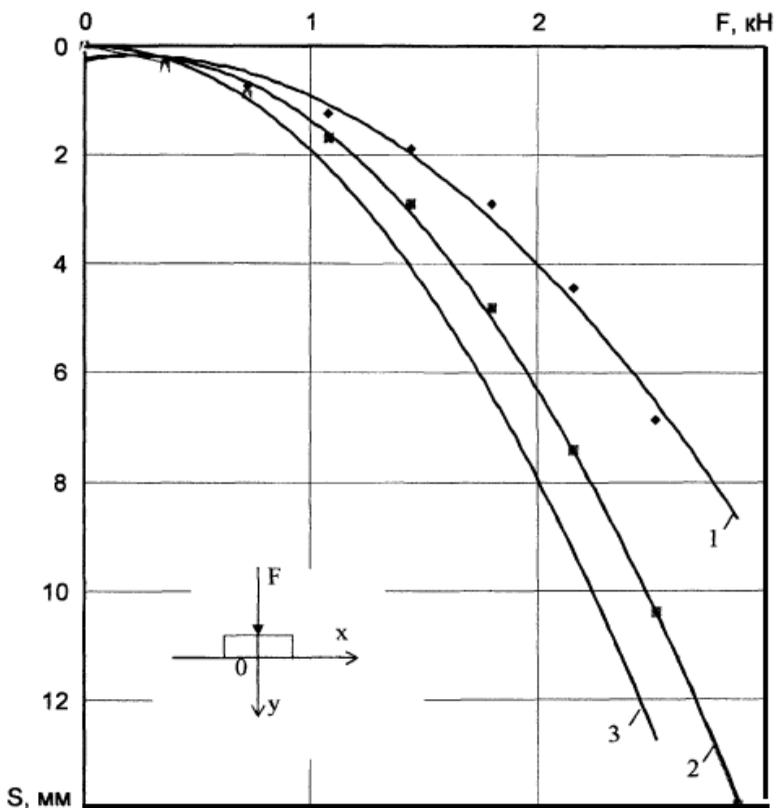


Рис. 3.103. График зависимости осадки от нагрузки для неармированного основания из грунта 03 при интервалах нагружения (с):
 1 – 15; 2 – 500; 3 – 1500

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 1,199F^2 - 0,516F + 0,230;$$

$$2 - S = 1,929F^2 - 0,841F + 0,267;$$

$$3 - S = 2,073F^2 - 0,248F + 0,039.$$

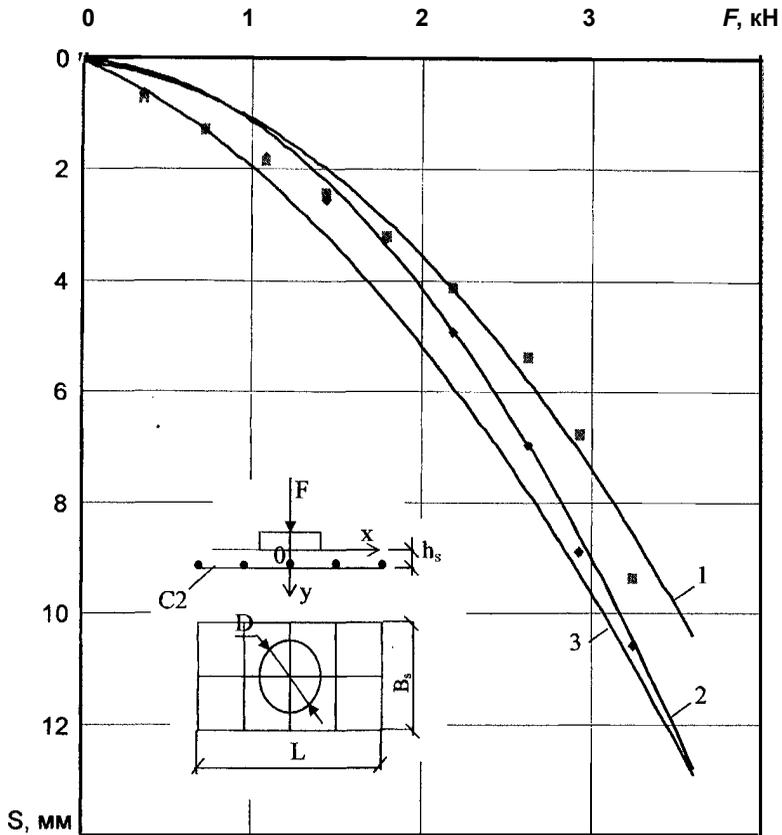


Рис. 3.104. График зависимости осадки от нагрузки для армированной сетки (C2; $h_s = 0,2$) основания из грунта 03 при интервалах нагружения (с):
 1 – 15; 2 – 500; 3 – 1500

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,689F^2 + 0,299F + 0,408;$$

$$2 - S = 0,917F^2 + 0,171F + 0,328;$$

$$3 - S = 0,631F^2 + 1,269F + 0,193.$$

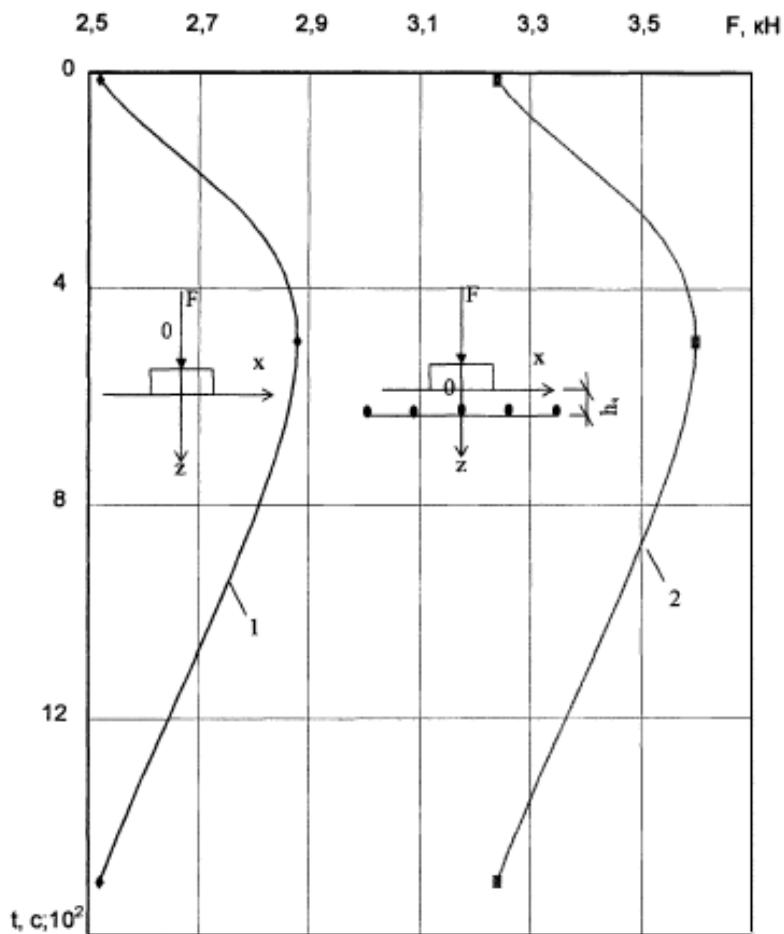


Рис. 3.105. Зависимость величин разрушающих нагрузок от интервалов нагружения для неармированного (1) и армированного (С2; $h_s = 0,2$) (2) оснований из модельного грунта 03

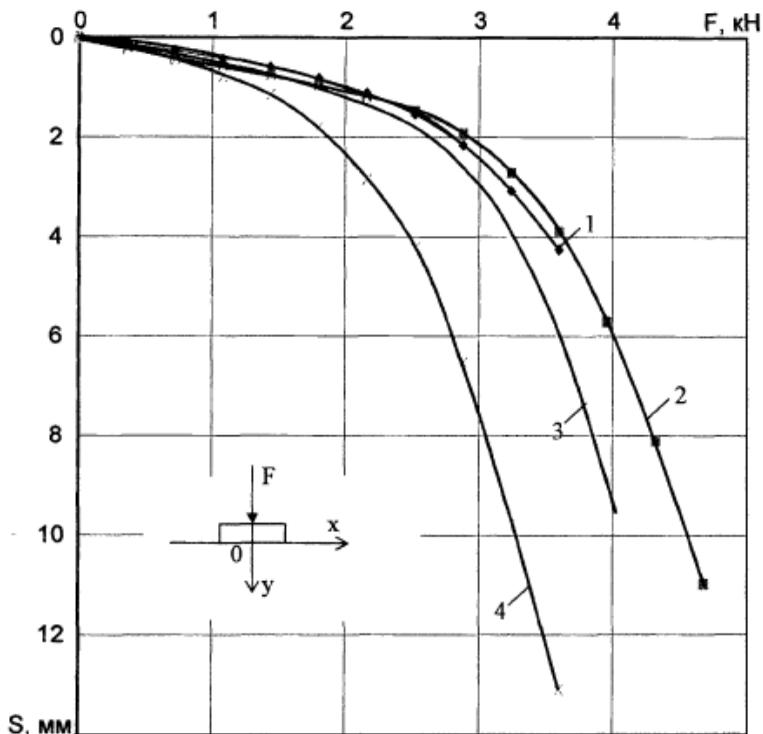


Рис. 3.106. Зависимость осадки от нагрузки для неармированного основания из грунта 04 при интервалах нагружения (с):
 1 – 15; 2 – 150; 3 – 500; 4 – 1500

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,409F^2 - 0,422F + 0,217;$$

$$2 - S = 0,772F^2 - 1,706F + 0,927;$$

$$3 - S = 0,845F^2 - 1,540F + 0,730;$$

$$4 - S = 1,479F^2 - 2,040F + 0,671.$$

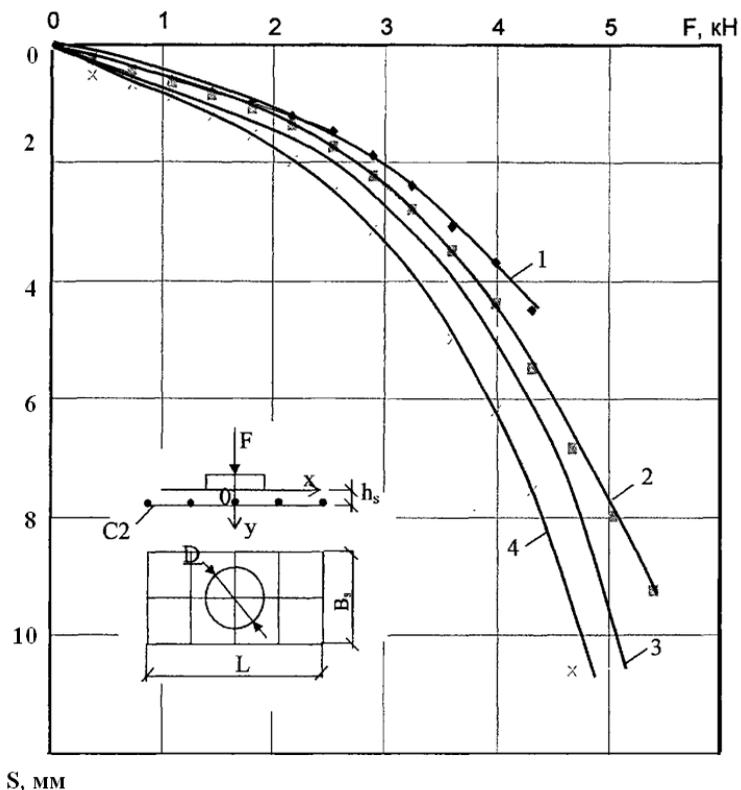


Рис. 3.107. Зависимость осадки от нагрузки для армированного основания ($C2$; $h_s = 0,2$) из грунта 04 при интервалах нагружения (с):
 1 – 15; 2 – 150; 3 – 500; 4 – 1500

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,222F^2 - 0,013F + 0,223;$$

$$2 - S = 0,377F^2 - 0,423F + 0,396;$$

$$3 - S = 0,497F^2 - 0,786F + 0,732;$$

$$4 - S = 0,541F^2 - 0,629F + 0,622.$$

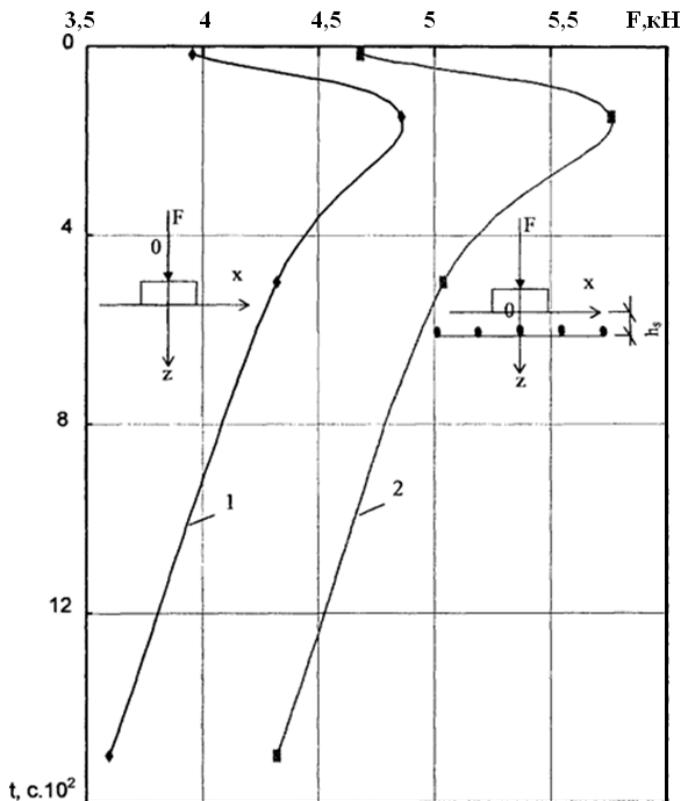


Рис. 3.108. Зависимость величин разрушающих нагрузок от интервалов нагружения для неармированного (1) и армированного (C_2 ; $\bar{h}_s = 0,2$) оснований из модельного грунта 04

3.39. Разрушающие нагрузки и их соотношения при различных интервалах нагружения

t, c	Модельный грунт 04			Модельный грунт 03		
	$F_u, кН$	$F_{us}, кН$	F_{us}/F_u	$F_u, кН$	$F_{us}, кН$	F_{us}/F_u
15	2,52	3,24	1,28	3,96	4,68	1,18
150	—	—	—	4,86	5,40	1,11
500	2,88	3,60	1,25	4,32	5,04	1,17
5000	2,52	3,24	1,28	3,6	4,68	1,30

3.40. Относительные предельные осадки штампа при $F_u = F_{us} = 2$ кН

t, c	Модельный грунт 04		Модельный грунт 03	
	\bar{s}_u	\bar{s}_{us}	\bar{s}_u	\bar{s}_{us}
15	0,058	0,077	0,036	0,038
150	–	–	0,052	0,079
500	0,117	0,088	0,075	0,088
1500	0,100	0,107	0,105	0,089

$\bar{s}_u = s_u / D_{st}$; $\bar{s}_{us} = S_{us} / D_{us}$.

Выводы:

- скорость нагружения фундамента влияет на величину разрушающей нагрузки неармированного грунта больше, чем на величину разрушающей нагрузки армированного грунта оснований;
- относительные величины предельных осадок практически не зависят от скорости нагружения при $t > 150$ с и в среднем составляют $0,1D_{st}$;
- абсолютные величин осадок возрастают (при $F = \text{const}$) с увеличением интервалов нагружения. Для армированных оснований это влияние меньше.

Влияние слоистости основания и скорости приложения нагрузок на деформативность грунта. Исследования со стальным незаглубленным штампом $D_{st} = 120$ мм проводились в металлическом лотке размером $1 \times 0,85 \times 0,6$, заполненном грунтом и оснащенном рычажной системой.

Верхний слой (несущий) двухслойного основания – супесь $I_p = 0,04$ и $w = 0,06 \dots 0,08\%$ (твердой консистенции). Нижний (постилающий) слой – мелкий однородный песок $0,05 \dots 0,07$. Были проведены исследования с четырьмя вариантами двухслойного основания (представлены в табл. 3.41). Основания формировалось слоями по $5 \dots 6$ см, которые уплотнялись ручной трамбовкой до плотности $\rho = 1,75$ г/см³. Последняя контролировалась методом режущего кольца и протарированного плотномера. Нагружение осуществляли ступенями. Общее число их колебалось от 10 до 15. В опытах принимали четыре временных интервала нагружения (15, 150, 500, 1500 с). Для выяснения влияния армирования параллельно проводили испытания на армированном и неармированном основании. В качестве армирующего

элемента использовали сетку С2 из стальной проволоки класса Вр-I. Предварительными экспериментами установлено, что наиболее эффективно размещение сетки на глубине $0,2D_{st}$. Эту величину принимали во всех случаях. Результаты экспериментов представлены на рис. 3.98, 3.100 и в табл. 3.41, 3.42.

3.41. Модели двухслойного основания

Грунт	Толщины слоев моделей грунтового основания, см			
	OD1	OD2	OD3	OD4
Супесь	80	30	20	10
Песок	–	50	50	50

3.42. Величины разрушающих нагрузок при двухслойном основании

Интервалы ступенчатого нагружения с $\times 10^2$	Абсолютные и относительные величины разрушающих нагрузок для моделей основания											
	OD1			OD2			OD3			OD4		
	F_u , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_u	F_u , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_u	F_u , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_u	F_u , кН	F_{su} , кН	\bar{F}_u
0,15	3,96	4,68	1,18	3,96	4,68	1,18	3,60	4,32	1,20	3,42	4,14	1,21
1,5	4,86	5,40	1,11	4,86	5,40	1,11	4,14	4,68	1,13	3,78	4,32	1,14
5	4,32	5,04	1,17	4,32	5,04	1,17	3,96	4,32	1,09	3,78	4,32	1,14
15	3,60	4,68	1,3	3,60	4,68	1,3	3,60	4,14	1,15	3,60	4,14	1,15

Выводы:

– в армированном и неармированном основаниях OD1 и OD2 наблюдались одинаковые значения разрушающей нагрузки при всех интервалах нагружения, т.е. при толщине верхнего слоя (супеси), равной 30 см, глубина зоны деформации не превышает толщину верхнего слоя и поэтому подстилающий грунт (песок) не оказывает заметного влияния на несущую способность. Оба вида грунтового основания работают как однослойные;

– в неармированном основании при уменьшении толщины верхнего слоя с 30 до 10 см несущая способность падала при первых трех интервалах нагружения и оставалась стабильно постоянной при последнем;

- в армированном основании описанная выше тенденция сохранилась только для первых двух интервалов нагружения. Для двух последних уменьшение разрушающей нагрузки происходило только при изменении толщины верхнего слоя с 30 до 20 см. Дальнейшее уменьшение толщины до 10 см не влияло на значение разрушающей нагрузки;
- при интервале нагружения, равном 150 с, наблюдалось существенное повышение значений разрушающей нагрузки как в армированных, так и в неармированных основаниях;
- с уменьшением интервала приложения нагрузки от 1500 до 150 с, несущая способность возрастала.

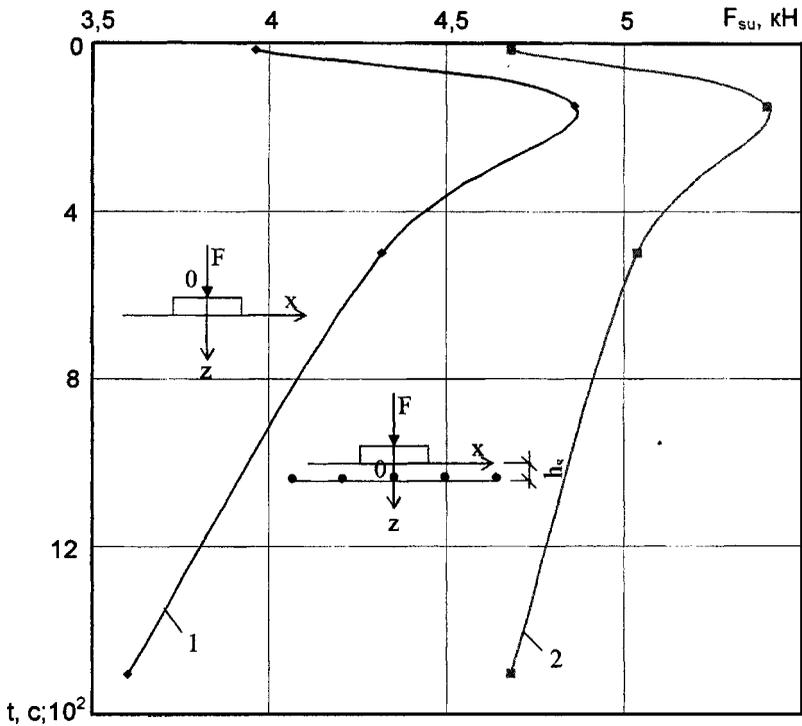


Рис. 3.109. Зависимость величин разрушающих нагрузок от интервалов нагружения для неармированного (1) и армированного (2) оснований из модельного грунта состава (OD1, OD2) при армировании сеткой C2; $\bar{h}_s = 0,2$

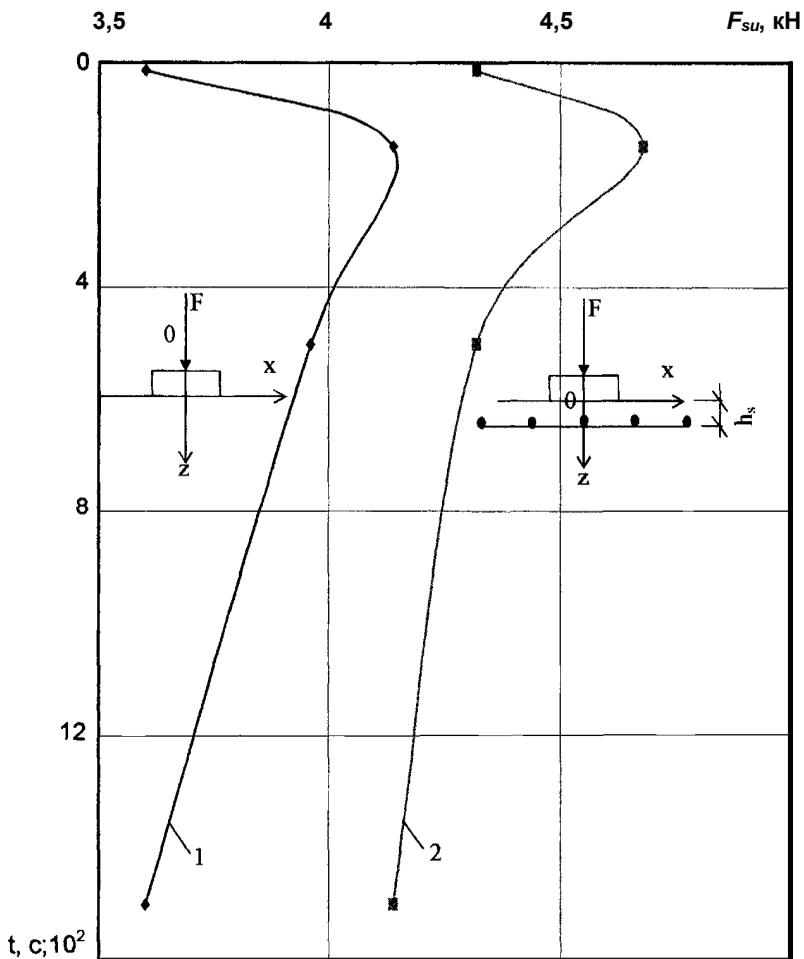


Рис. 3.110. Зависимость величин разрушающих нагрузок от интервалов нагружения для неармированного (1) и армированного (2) оснований из модельного грунта состава (OD3), при армировании сеткой C2; $\bar{h}_s = 0,2$

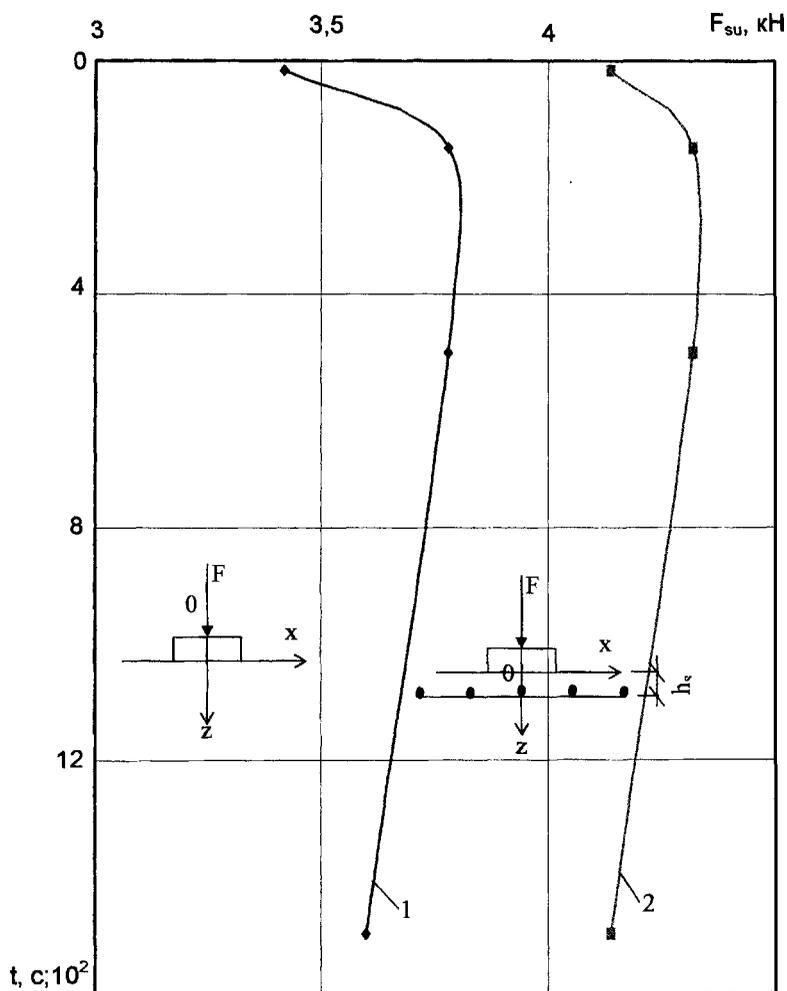


Рис. 3.111. Зависимость величин разрушающих нагрузок от интервалов нагружения для неармированного (1) и армированного (2) оснований из модельного грунта состава (OD4), при армировании сеткой C2; $\bar{h}_s = 0,2$

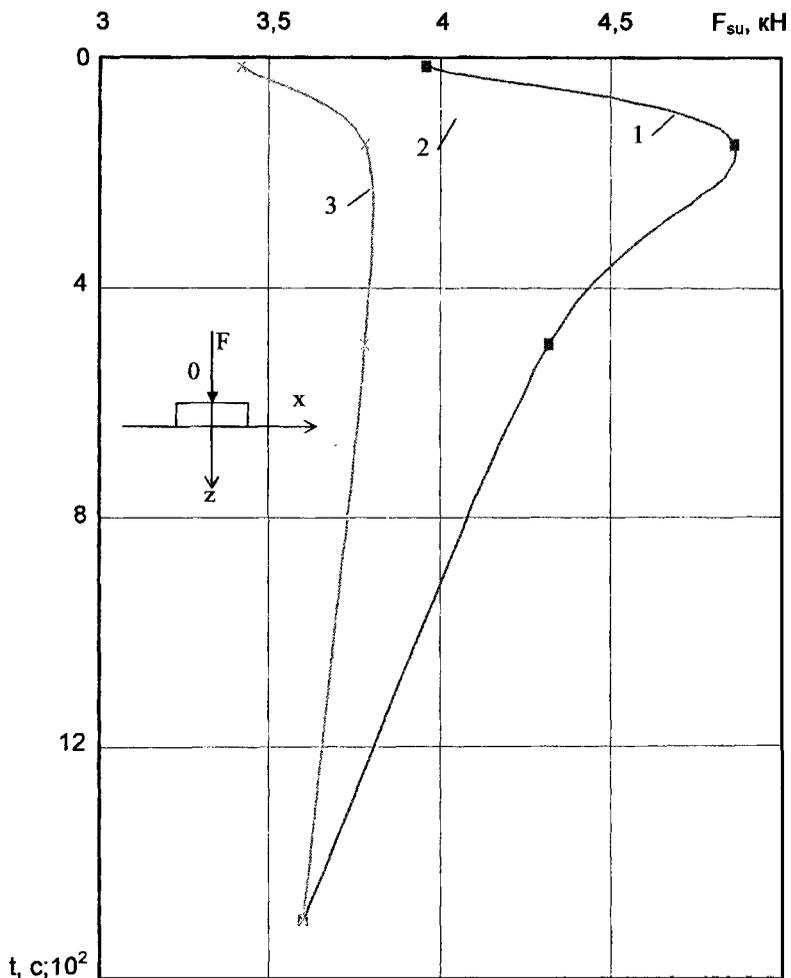


Рис. 3.112. Зависимость величин разрушающих нагрузок от интервалов нагружения для неармированного основания из модельного грунта состава:
 1 – (OD1, OD2); 2 – (OD3); 3 – (OD4)

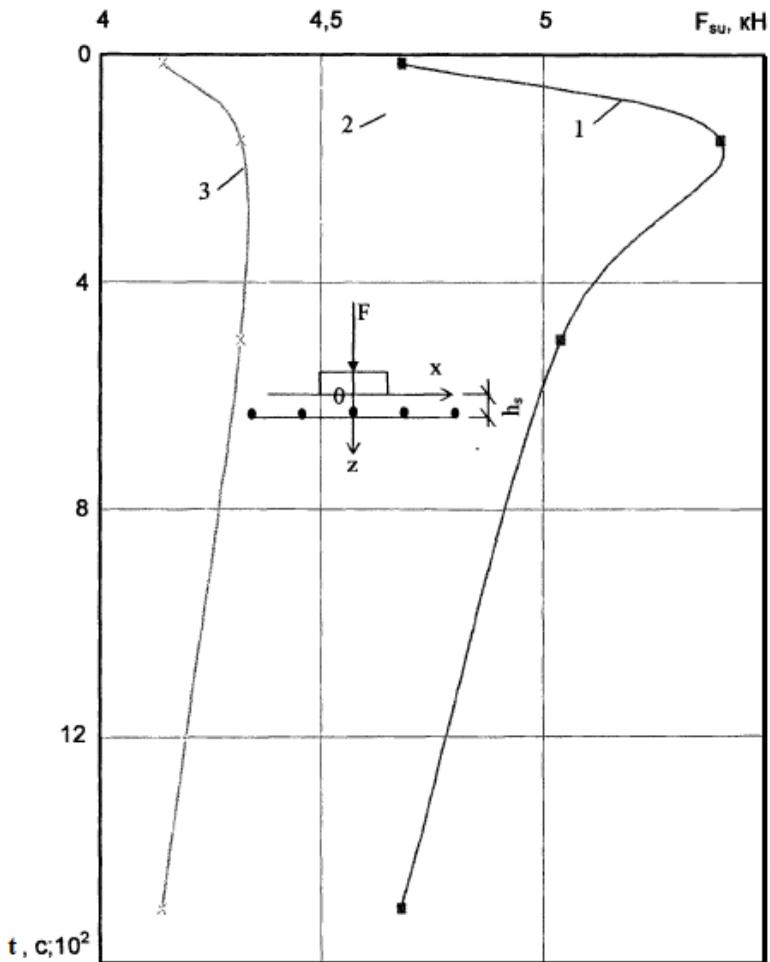


Рис. 3.113. Зависимость величин разрушающих нагрузок от интервалов нагружения для армированного основания из модельного грунта состава:

1 – (OD1, OD2); 2 – (OD3); 3 – (OD4), при армировании сеткой C2; $\bar{h}_s = 0,2$

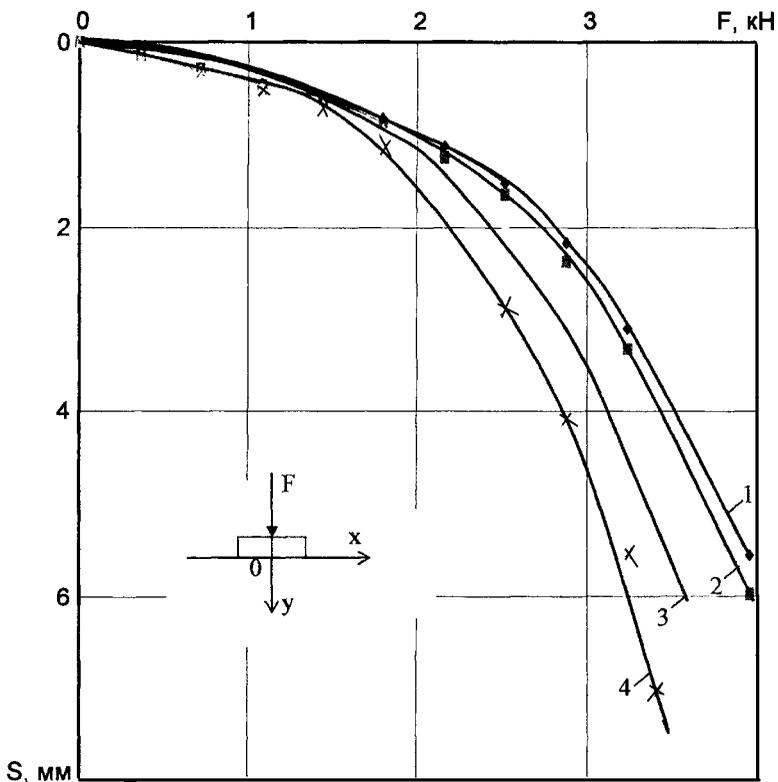


Рис. 3.114. Зависимость «осадка–нагрузка» неармированного основания от модельного грунта:

1 – OD1; 2 – OD2; 3 – OD3; 4 – OD4, при интервале нагружения 15 с

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,469F^2 - 0,603F + 0,290;$$

$$2 - S = 0,506F^2 - 0,650F + 0,309;$$

$$3 - S = 0,647F^2 - 0,823F + 0,324;$$

$$4 - S = 0,813F^2 - 0,951F + 0,316.$$

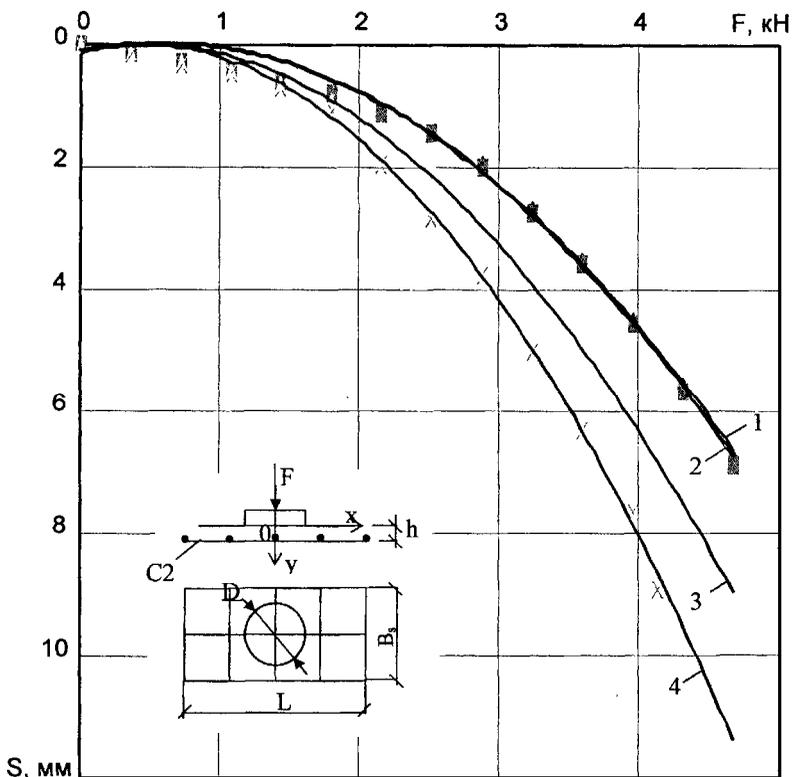


Рис. 3.115. Зависимость «осадка–нагрузка» армированного основания от модельного грунта:

1 – 0D1; 2 – 0D2; 3 – 0D3; 4 – 0D4 при армировании сеткой C2;

$\bar{h}_s = 0,2$ и интервале нагружения 15 с

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,391F^2 - 0,468F + 0,260;$$

$$2 - S = 0,398F^2 - 0,482F + 0,269;$$

$$3 - S = 0,499F^2 - 0,458F + 0,189;$$

$$4 - S = 0,628F^2 - 0,546F + 0,194.$$

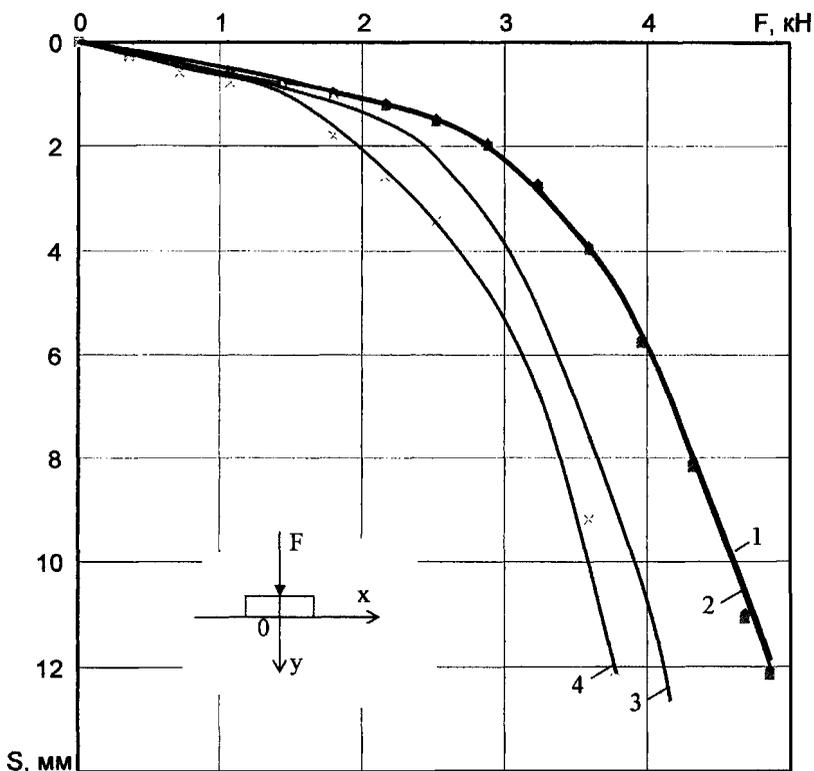


Рис. 3.116. Зависимость «осадка–нагрузка» неармированного основания от модельного грунта:

1 – OD1; 2 – OD2; 3 – OD3; 4 – OD4 при интервале нагружения 150 с

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - S = 0,834F^2 - 1,935F + 1,044;$$

$$2 - S = 0,836F^2 - 0,925F + 1,049;$$

$$3 - S = 1,147F^2 - 2,260F + 0,982;$$

$$4 - S = 1,123F^2 - 0,564F + 0,667.$$

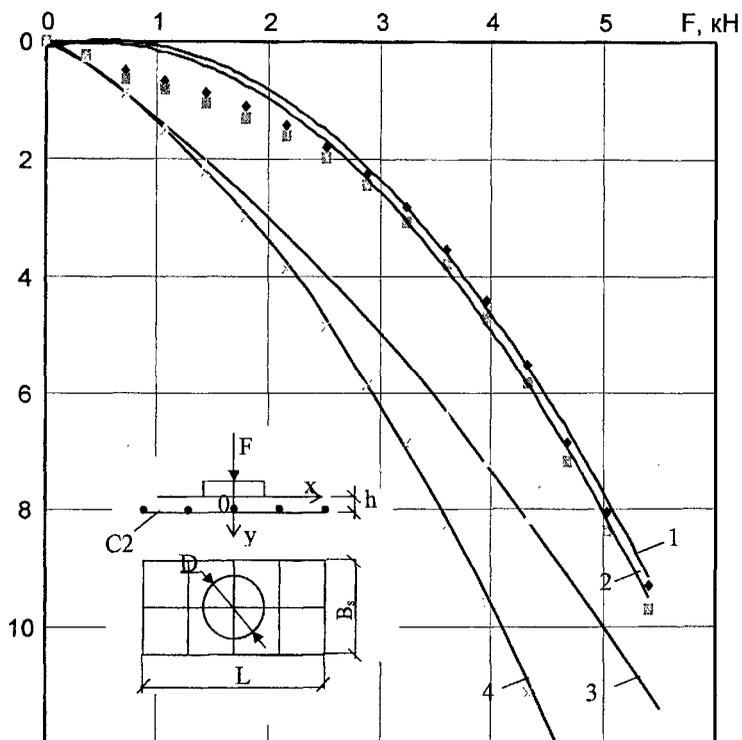


Рис. 3.117. Зависимость «осадка–нагрузка» армированного основания от модельного грунта:
 1 – OD1; 2 – OD2; 3 – OD3; 4 – OD4 при армировании

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 0,373F^2 - 0,392F + 0,400;$$

$$2 - s = 0,371F^2 - 0,320F + 0,438;$$

$$3 - s = 0,172F^2 + 1,202F - 0,057;$$

$$4 - s = 0,359F^2 + 1,019F - 0,045.$$

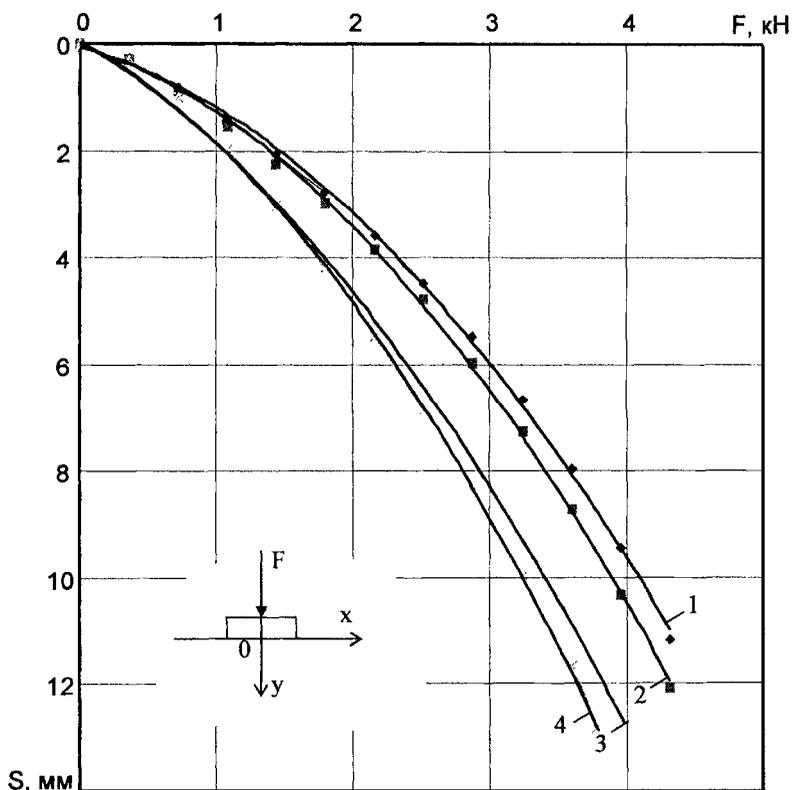


Рис. 3.118. Зависимость «осадка–нагрузка» неармированного основания от модельного грунта:

1 – OD1; 2 – OD2; 3 – OD3; 4 – OD4 при интервале нагружения 500 с

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 0,426F^2 + 0,692F + 0,065;$$

$$2 - s = 0,466F^2 + 0,742F + 0,059;$$

$$3 - s = 0,432F^2 + 1,534F - 0,233;$$

$$4 - s = 0,517F^2 + 1,475F - 0,186.$$

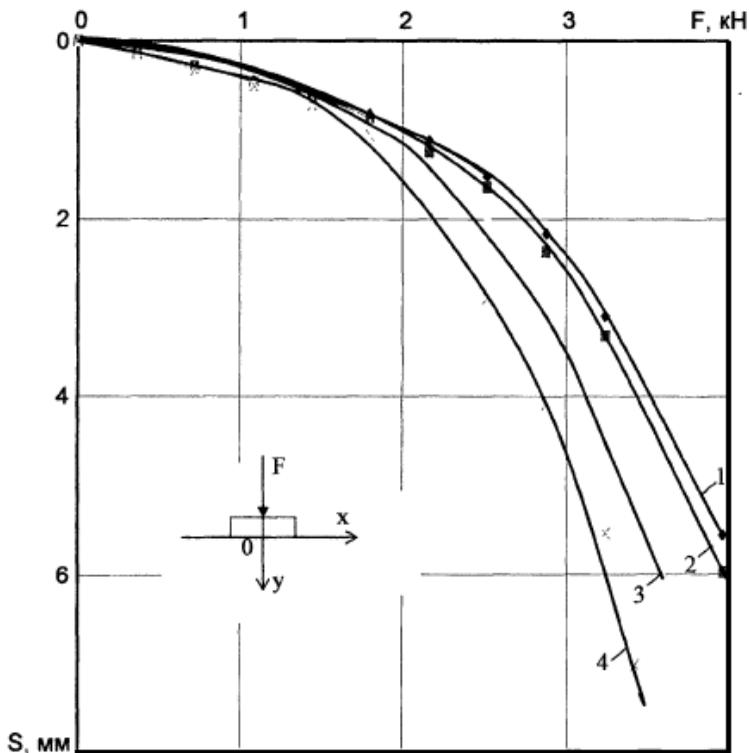


Рис. 3.119. Зависимость «осадка–нагрузка» армированного основания от модельного грунта:

1 – 0D1; 2 – 0D2; 3 – 0D3; 4 – 0D4 при армировании сеткой C2;

$\bar{h}_s = 0,2$ и интервале нагружения 500 с

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 0,490F^2 - 0,736F + 0,657;$$

$$2 - s = 0,501F^2 - 0,577F + 0,596;$$

$$3 - s = 0,773F^2 - 1,810F + 0,521;$$

$$4 - s = 0,775F^2 - 0,745F + 0,562.$$

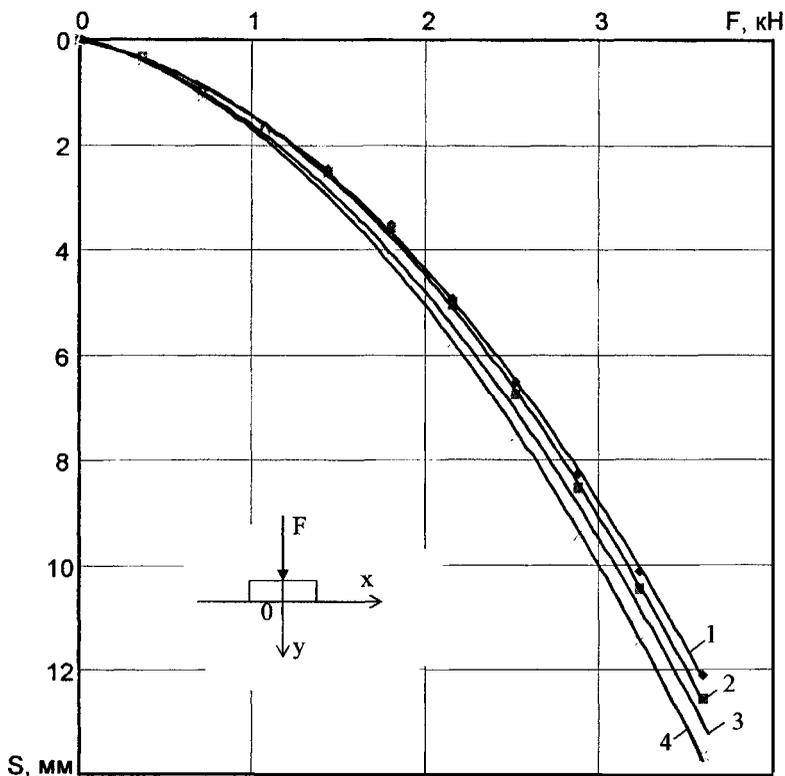


Рис. 3.120. Зависимость «осадка–нагрузка» неармированного основания от модельного грунта:

1 – OD1; 2 – OD2; 3 – OD3; 4 – OD4 при интервале нагружения 1500 с

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 0,759F^2 + 0,649F + 0,018;$$

$$2 - s = 0,799F^2 + 0,622F + 0,025;$$

$$3 - s = 0,807F^2 + 0,781F - 0,018;$$

$$4 - s = 0,804F^2 + 1,940F - 0,051.$$

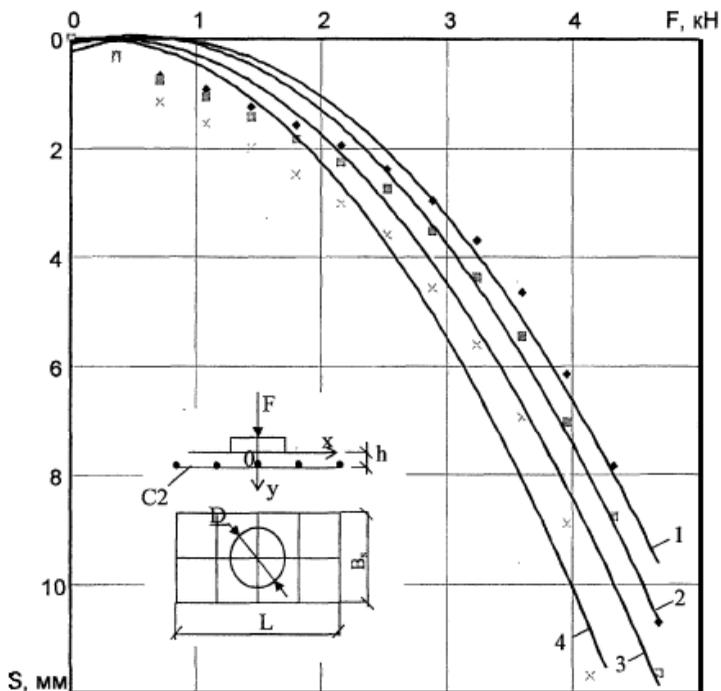


Рис. 3.121. Зависимость «осадка–нагрузка» армированного основания от модельного грунта:

1 – OD1; 2 – OD2; 3 – OD3; 4 – OD4 при армировании сеткой C2;

$\bar{h}_s = 0,2$ и интервале нагружения 500 с

Полученные функции аппроксимированы при помощи программы Microsoft Excel:

$$1 - s = 0,569F^2 - 0,746F + 0,656;$$

$$2 - s = 0,589F^2 - 0,606F + 0,612;$$

$$3 - s = 0,598F^2 - 0,395F + 0,625;$$

$$4 - s = 0,633F^2 - 0,303F + 0,612.$$

Список литературы к 3 главе

1. **Абелев, М. Ю.** Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях / М. Ю. Абелев, В. А. Ильичев, С. Б. Ухов и др. – М. : Стройиздат, 1986. – 104 с.
2. **Аксенов, А. Л.** Совершенствование методики определения параметров взаимодействия арматуры с грунтом в армогрунтовых конструкциях / А. Л. Аксенов, Д. Ю. Штикель // Вопросы защиты автомобильных дорог от оползневых процессов. – М., 1987. – С. 43 – 50.
3. **Александрович, В. Ф.** Математическое моделирование взаимодействия фундаментов с грунтами основания различной плотности / В. Ф. Александрович, В. Г. Федоровский // Исследования и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы : Межвуз. сб. Н.Т.П. – Новочеркасск, 1986. – С. 44 – 50.
4. **Антонов, В. М.** Влияние армирования на несущую способность и деформативность песчаного основания : автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. М. Антонов. – Волгоград : ВолгГАСА, 1998. – 20 с.
5. **Антонов, В. М.** Исследование ползучести песчаного основания / В. М. Антонов, В. В. Леденев // Основания и фундаменты. – Киев, 1990. – Вып. 23. – С. 3 – 6.
6. **Антонов, В. М.** Экспериментальное исследование армированных песчаных оснований / В. М. Антонов // Современные проблемы фундаментостроения : сб. тр. Междунар. науч.-техн. конф. – Волгоград, 2001. – С. 9–10.
7. **Барвашов, В. А.** Сооружения из армированного грунта / В. А. Барвашов, В. А. Воронель // Обзор ВНИИС. – М., 1984. – Вып. 7. – С. 25 – 30.
8. **Бресловский, В. Д.** Противооползневые конструкции на автомобильных дорогах / В. Д. Бресловский, Ю. Л. Львович. – М. : Трансинфт. – 1985. – 301 с.
9. **ГОСТ 12248–96.** Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
10. **Джоунс, К. Д.** Сооружения из армированного грунта / К. Д. Джоунс. – М. : Стройиздат. – 1989. – 280 с.
11. **Жихович, В. В.** Ползучесть песка при одноплоскостном срезе / В. В. Жихович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – № 6. – С. 25–26.
12. **Жихович, В. В.** О возможности искусственного повышения прочности глинистого грунта / В. В. Жихович // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1989. – № 8. – С. 10–11.
13. **Леденев, В. В.** Влияние армирования на несущую способность песчаного основания / В. В. Леденев, В. М. Струлев, А. Б. Чер-

кашин // Эффективные конструкции, материалы и технологии в строительстве и архитектуре : сб. ст. Междунар. науч.-практ. конф. – Липецк, 2007. – С. 153 – 157.

14. **Леденев, В. В.** Влияние поверхностного армирования на несущую способность песчаного основания / В. В. Леденев, В. М. Струлев, А. Б. Черкашин // Состояние современной строительной науки–2007 : сб. науч. тр. – Полтава : Полтавский ЦНТИ, 2007. – С. 155 – 157.

15. **Леденев, В. В.** Основания и фундаменты при сложных воздействиях : монография / В. В. Леденев. – Тамбов : Изд-во ТГТУ, 1995. – 400 с.

16. **Леденев, В. В.** Несущая способность песчаного основания с сетками поверхностного армирования / В. В. Леденев, В. М. Струлев, А. Б. Черкашин // Эффективные строительные конструкции: теория и практика : сб. ст. VI Междунар. науч.-техн. конф. – Пенза, 2007. – С. 107 – 110.

17. **Малышев, М. В.** Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М. : Стройиздат, 1994. – 228 с.

18. **Осипов, В. И.** Уплотнение и армирование слабых грунтов методом «Геокомпозит» / В. И. Осипов, С. Д. Филимонов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – № 5.

19. **Рекомендации** по комплексному изучению и оценке строительных свойств песчаных грунтов // ПНИИС Госстроя СССР, МИСИ. – М. : Стройиздат, 1984. – 25 с.

20. **Рубан, О. А.** Определение прочностных характеристик армогрунтов по результатам лабораторных исследований / О. А. Рубан, Ю. Б. Балашова // Современные проблемы фундаментостроения : сб. тр. Междунар. науч.-техн. конф. – Волгоград, 2001. – С. 58 – 61.

21. **СНиП 2.02.01–83***. Основания зданий и сооружений // Госстрой СССР. – М. : ЦНТП Госстроя СССР, 1995. – 20 с.

22. **Тимофеева, Л. М.** Армирование грунтов : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Л. М. Тимофеева. – М. : МИСИ, 1992. – 30 с.

23. **Тимофеева, Л. М.** Исследования прочностных и деформативных свойств армированного грунта / Л. М. Тимофеева // Материалы Всесоюзной конференции по применению текстильных материалов при строительстве автомобильных дорог. – М. : Стройиздат, 1980. – С. 50 – 56.

24. **Тимофеева, Л. М.** Основные положения проектирования армированных оснований. Армирование контактного слоя / Л. М. Тимофеева // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала : Межвуз. обзор науч. тр. – Пермь : Пермский политехн. ин-т, 1987. – С. 31 – 38.

25. **Тимофеева, Л. М.** Ползучесть и длительная прочность дисперсно армированных грунтов / Л. М. Тимофеева, Р. Е. Гейзен // Сб. докладов 6-го симпозиума по реологии грунтов. – Волгоград, 1989. – С. 149 – 151.

26. **Тимофеева, Л. М.** Физико-механические свойства дисперсно армированных грунтов. Принцип эффективной гомогенности / Л. М. Тимофеева // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала : Межвуз. обзор науч. тр. – Пермь : Пермский политехн. ин-т, 1987. – С. 65 – 69.

27. **Трофименков, Ю. Г.** Полевые методы исследования строительных свойств грунтов / Ю. Г. Трофименков, М. Н. Воробков. – М. : Стройиздат, 1981. – 215 с.

28. **Феофилов, Ю. В.** Армирование намывного песчаного грунта как способ повышения его несущей способности / Ю. В. Феофилов // Проектирование и строительство на пойменных, намывных и заболоченных территориях БССР. – Минск, 1989. – С. 37 – 39.

29. **Феофилов, Ю. В.** Некоторые результаты исследований армированных песчаных грунтов / Ю. В. Феофилов // Проблемы создания новых строительных конструкций и технология их производства : тез. докл. республиканской конф. – Ленинград, 1982. – 72 с.

30. **Феофилов, Ю. В.** Дисперсное армирование грунтовых оснований / Ю. В. Феофилов, М. В. Залесский // Основания и фундаменты в сложных инженерно- геологических условиях : сб. науч. тр. (Институт строительства и архитектуры Госстроя БССР). – Минск, 1985. – С. 41 – 44.

31. **Хрянина, О. В.** Изменения напряженного состояния грунтов основания введением в него армирующих элементов / О. В. Хрянина, Г. Г. Болдырев // Современные проблемы фундаментостроения : сб. тр. Междунар. науч.-техн. конф. – Волгоград, 2001. – С. 96 – 98.

32. **Цернант, А. А.** Расчет грунтовых сооружений, армированных геотекстилем / А. А. Цернант, А. Ф. Ким, Т. Бурнбеков // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1987. – № 3. – С. 126 – 131.

33. **Хамидан, Ф. А.** Повышение несущей способности глинистых грунтов методом армирования базальтовым волокном : дисс. ... канд. техн. наук / Ф. А. Хамидан. – Киев, 1990. – С. 121.

34. **Шашкин, А. Г.** Армирование грунта / А. Г. Шашкин // Способы устройства фундаментов и подземных этажей в условиях слабых и мерзлых грунтов : Межвуз. сб. науч. тр. – Л. : ЛИСИ, 1985. – С. 88 – 96.

34. **Almi, O.** Etude de l' Admirensse Cot-artemetur on Plaseet en Laboratoire Bull liassenlaboot / O. Almi , J. Bacot, P. Lareal, F. Shlosser // Annales de l' Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics. – 1969. – № 259. – P. 1099 – 1156.

35. **Annales** de Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics. – 1972. – № 299. – P. 137 – 171.
36. **Barber, E. C.** Utilisation / E. C. Barber, C. I. Jones, P.G.K. Knight, M. H. Miles. – CEGB, 1972.
37. **Barvashov, V. R.** Deformation of Soil Foundation Reinforced with Prestraessed Synthatic Fabrics / V. R. Barvashov, V. G. Budanov, A. N. Fomin, D. R. Perkoy, V. I. Pushkin // Compesrenduesde Ooblgue International Soies Ettextiles. – Paris, 1977. – P. 67 – 69.
38. **Bartos, M. I.** 101 uses for Earth Reinforced / M. I. Bartos // Civil Engineering. – 1979. – Vol. 49, № 1. – P. 51 – 57.
39. **Baxter, M.** Reinforced Earth / M. Baxter // Civil Engineering. – 1974. – № 6. – P. 30 – 32.
40. **Basset, R. H.** Reinforcing Earth Below Footings and Embankments / R. H. Basset, N. C. Last // Proceedings Symposium on Earth Reinforcements, ASCE. Annual Convention. Pittsburgh. – 1978. – P. 202 – 231.
41. **Binguet, J.** Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs / J. Binguet, K. L. Lee // Prac. ASCE, Joznal of the Geotechnical Engineering Division. – 1975. – Vol. 101, GT 12. – P. 1241 – 1255.
42. **Darbin, M.** Performance and Research on the durability of Reinforced Earth Reinforcing Strips / M. Darbin, J. H. Jailloux, J. Moutrelle // ASCE. Earth Reinforcement, Pittsburg, 1978.
43. **Forsyth, R. A.** Alternative Earth Reinforcement / R. A. Forsyth // ASCE. Symp. Earth Reinforcement, Pittsburg, 1978.
44. **Huang, C. C.** Dearing Capacity of Reinforced Horizontal Sand Ground / C. C. Huang, F. Tatsuoka // Geotextiles and Geomembranes. – 1990. – P. 51 – 82.
45. **Ones, C. D.** Earth Pressures Against the Abutments and Wingwalls of Standard Motozwaybridges / C. D. Ones, F. A. Sims // Geotechnique. – 1975. – Vol. 25, № 4.
46. **Jones, C.I.F.P.** Reinforced Earth-practical Construction Tehnigue / C.I.F.P. Jones // Ground Engineering. – 1978. – Vol. 11, № 7. – P. 24 – 26.
47. **Jones, J. F.** Reinforced Earth Structures Situalls on Soft Foundations / J. F. Jones, L.W. Edwards // Geotechnique. – 1980. – Vol. 30, № 2. – P. 207 – 214.
48. **Jowell, R. A.** Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Wehavior of Soils / R. A. Jowell // Thesis University of Cambrige. – 1980
49. **Lee, K. L.** Reinforced earth retaining walls / K. L. Lee, B. D. Adams, J. J. Vagneron // Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. – 1973. – Vol. 199, NSM10. – P. 745 – 764.
50. **Leece, R. B.** Reinforced Earth Highway Retaining Malles in South Vales / R. B. Leece // Reinforcement des Sols. – Paris, 1979.

51. **Minstes, A.** United States Patent Specification / A. Minstes. – № 1762343, 1930.

52. **Mahmoud, M. A.** Bearing Capacity Tests on Strip Footing on Reinforced Sand Subgrad is / M. A. Mahmoud, F.M. Abrebbo // Canadian Geotechnical Souznal. – 1985. – № 26. – P. 154 – 159.

53. **Milovic, D.** Bearing Capacity Tests on Reinforced Sand / D. Milovic // Proceeding 9th Int. Conf. Soil Mechanical and Foundation Engineering. – 1977. – P. 651 – 654.

54. Narain, T. Laboratory Behaviour of Reinforced Earth Wall / T. Narain, S. Saran, D. V. Talucar // Proc. Inter. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Sweden : Stockholm, 1978.

55. **Narain, T.** Reinforced Earth / T. Narain // Indian Geotechnical Journal. – 1985. – № 1, Vol. 25. – P. 1 – 26.

56. **Reed, F. M.** United States Patent, № 77699, 1904.

57. **Sakty, J. P.** Model Test for Strip Foundation on Clay Reinforced with Geotextille Layers / J. P. Sakty, MD. Braje // Journal of the Inansperation Research Record. – 1978. – Vol. 1. – P. 42 – 45.

58. **Vidal, H.** La Terre Armite (Realizationsrioentes) / H. Vidal // Annales de L'Institut Teohpiguedu Batiment et des TravouxRublics. – 1969. – №. 259-60.

59. **Verma, B. O.** Bearing Oareoity Tests on Reinforced Sand Subgrades / B. O. Verma, A. N. R. Char // Journal of Geotechnical Engineering. – 1986. – Vol. 112, № 7. – P. 701 – 707.

Дополнительная литература

60. **Коновалов, П. А.** Расчет дефективности укрепления слабых оснований нагружением, дренирование и армирование / П. А. Коновалов, Ф. Ф. Зехния, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 1. – С. 2 – 8.

61. **Федоровский, В. Г.** Метод расчета свайных полей и других вертикально армированных грунтовых массивов / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997. – № 3. – С. 11 – 15.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ



1. Наклонные слои грунтового основания, как правило, являются причиной разрушений или значительного повреждения зданий и сооружений, недопустимых деформаций фундаментов.

Экспериментально установлены функциональные зависимости между влияющими параметрами основания, размеров и формы фундаментов, схем нагружения.

Показано, что, регулируя параметры, можно получить оптимальное конструктивное решение.

2. Циклические составляющие нагрузки вызывают значительные дополнительные перемещения фундаментов, увеличивают их неравномерность, снижают несущую способность основания.

Установлены эмпирические зависимости между параметрами повторных нагружений, перемещениями фундаментов и их несущей способностью.

Для определения комбинаций влияющих параметров можно получить оптимальные решения, ограничивающие допустимые пределы перемещения, их скорости, относительные разности перемещений.

3. Армирование грунтов оснований является эффективным способом повышения механических свойств грунтов и их несущей способности.

Экспериментально показано, что при рациональном армировании можно достичь значительного эффекта и спрогнозировать развитие деформаций во времени.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ОСНОВНЫЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ	3
ВВЕДЕНИЕ	5
Глава 1. СТРОИТЕЛЬСТВО НА ОСНОВАНИЯХ С НАКЛОННЫМ ПОДСТИЛАЮЩИМ СЛОЕМ	9
1.1. Состояние вопроса	9
1.2. Эксперименты со штампом на песчаном основании ...	15
1.2.1. Методика проведения опытов	15
1.2.2. Опыты при большой глубине жесткого подстилающего слоя ($\lambda \geq 5$)	16
1.2.3. Опыты на основании с жестким подстилающим слоем	17
1.3. Опыты 2013 – 2015 годов	33
1.3.1. Методика и программа исследования	33
1.3.2. Результаты экспериментов	35
Список литературы к 1 главе	93
Глава 2. ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ОСНОВАНИЕ МНОГОКРАТНО ПОВТОРНОЙ НАГРУЗКИ	95
2.1. Ранее выполненные исследования	97
2.2. Опыты 1988 – 1991 годов	112
2.3. Опыты 1991 – 1994 годов	135
2.4. Опыты на ступенчатое нагружение и разгружение	175
Список литературы ко 2 главе	204

Глава 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ВОЗВЕДЕНИЕ	
СООРУЖЕНИЙ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА	207
3.1. Опыт возведения сооружений из армированного грунта и используемые для них материалы	207
3.2. Экспериментальные исследования армированных оснований фундаментов	215
3.3. Анализ результатов лабораторных опытов	237
3.3.1. Опыты на маловлажном песчаном основании ...	237
3.3.2. Опыты на воздушно-сухом песчаном основании с незаглубленными штампами	242
3.3.3. Опыты на воздушно-сухом песчаном основании с цилиндрическими моделями фундаментов	269
3.4. Анализ результатов лабораторных опытов (2010 – 2015 гг.)	279
3.4.1. Экспериментальное исследование сопротивления сдвигу и ползучести песка по контакту с арматурой	279
3.4.2. Методика исследования	280
3.4.3. Результаты экспериментов	281
3.5. Исследования армированных оснований (опыты 2010 – 2015 гг.)	301
3.5.1. Определения характеристик основания	301
3.5.2. Многофакторный анализ деформативности оснований, армированных горизонтальными сетками	306
Список литературы к 3 главе	376
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	381

Научное издание

ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич

**ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ
ПРИ СЛОЖНЫХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ
(ОПЫТЫ)**

Т о м 1

Монография

Редактор И. В. К а л и с т р а т о в а

Инженер по компьютерному макетированию М. Н. Р ы ж к о в а

ISBN 978-5-8265-1439-9



9 785826 514399

Подписано в печать 01.09.2015.

Формат 60 × 84/16. 22,32 усл. печ. л.

Тираж 400 экз. (1-й з-д 55). Заказ № 364

Издательско-полиграфический центр
ФГБОУ ВПО «ТГТУ»

392000, г. Тамбов, ул. Советская, д. 106, к. 14.

Тел./факс (4752) 63-81-08, 63-81-33.

E-mail: izdatelstvo@admin.tstu.ru