

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 2

*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. 2. – 2015. – 288 с. – 400 экз. – ISBN 978-5-8265-1438-2.

Приводятся результаты полевых и лабораторных опытов со штампами, моделями и натурными фундаментами при действии плоской системы сил. Обсуждаются данные экспериментов на основании переменной сжимаемой толщи при действии на модели циклической нагрузки на усиленном армированием основании. Рассматриваются особенности деформирования и разрушения основания заглубленных фундаментов.

Предназначена для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля.

УДК 624.151

ББК Н58-02

ISBN 978-5-8265-1438-2 (т. 2)
ISBN 978-5-8265-1440-5

© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВПО «ТГТУ»), 2015

© Леденёв В. В., 2015

Глава 4

КРУГЛЫЕ И КОЛЬЦЕВЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ

4.1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

Наиболее полно данный вопрос рассмотрен в [17]. На основании в общем случае действует пространственная система сил. Во время эксплуатации здания или сооружения нагрузки механические характеристики основания и материала фундаментов изменяются и, часто, случайным образом. Изменяется жесткость фундаментов, надфундаментных конструкций, узлов сопряжения элементов. Вследствие этого трансформируется эпюра контактных напряжений, перераспределяются усилия в бетоне и арматуре, изменяются условия контакта фундамента с основанием.

В зависимости от схемы нагружения, жесткости фундамента, конструкций сопряжения фундаментов со зданием или сооружением могут быть различные случаи пространственного перемещения фундаментов.

В современных методах расчета введены существенные упрощения: на фундамент действует вертикальная осевая или внецентренная нагрузка, фундамент часто принимают абсолютно жестким, не учитывают жесткость верхнего строения здания и реальные условия эксплуатации, рассматривают грунт как линейно упругий материал, считают применимым для грунтов принцип суперпозиции и др.

Часто силовые воздействия на фундаменты можно представить комбинацией сил, расположенных в одной плоскости. В общем случае это внецентренная наклонная сила, основными параметрами которой являются e , δ , A и t (см. рис. 4.5). При определенных соотношениях e/δ происходит отрыв фундамента от основания, крен и горизонтальное перемещение в одну или другую сторону. Экспериментально и теоретически эти вопросы мало исследованы. Почти не изучен характер разрушения основания и фундаментов при сложных схемах нагружения.

Крен круглого фундамента вычисляют (СНиП 2.02.01–83*) по решению К. Е. Егорова [5]

$$i = \frac{1 - \mu^2}{Ek} K_e.$$

Крен кольцевого фундамента

$$i = \frac{1-\mu^2}{EK_m} K_e \frac{Ne}{r^3} \omega_1(n),$$

где K_e – коэффициент, принимаемый для модели основания в виде упругого полупространства равным 0,75, а для модели в виде линейно-деформируемого слоя в зависимости от $\zeta = 2 \text{ Н/В}$:

ζ	0,5	1	1,5	2	3
K_e	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75

K_m – коэффициент, учитывающий меньшую деформативность подстилающих слоев; $\omega_1(n)$ – коэффициент, принимаемый по данным Ф. Н. Бородачевой [2] в зависимости от отношения внутреннего радиуса к наружному $n = r_{в} / r_{н}$ (при $0 \leq n \leq 0,6$ $\omega_1(n) = 1$, при $n = 0,8$ $\omega_1(n) = 1,03$, при $n = 0,9$ $\omega_1(n) = 1,1$).

В [25] дано приближенное решение задачи об определении упругопластической осадки кольцевого фундамента при действии на него осевой вертикальной нагрузки. Максимальные краевые контактные напряжения ограничиваются пределом текучести грунта.

В [2, 5 – 7] приведены решения задач об определении напряжений и перемещений в основании (упругое полупространство и упругий слой) жесткого кольцевого фундамента, нагруженного осевой и внецентренной нагрузкой.

В [3] изложен способ определения сжатых зон и максимальных давлений на грунт для кольцевых в плане фундаментов, работающих с отрывом подошвы. При линейном распределении давлений по подошве фундамента размер сжатой зоны $B = \omega R$, максимальное давление грунта $\sigma_{\max} = N/(\zeta R^2)$, где $\zeta = f(e_0, \bar{d} = d_{in}/d)$ (табл. 4.1). Отрываемая часть подошвы фундамента $F_{\text{отр}} = 0,5R^2(2\varphi - \sin 2\varphi)$, полная площадь подошвы $F = (R^2 - r^2) = R^2(1 - \bar{d})^2$. Часто принимают $F_{\text{отр}}/F \leq 0,25$. Наименьшее значение принимают равным $e_0 = 0,23(1 + \bar{d}^2)$.

В [25] приведены формулы для расчета оснований кольцевых штампов (рис. 4.1). При трапециевидальной эпюре давлений грунта:

$$\sigma_{1,2} = \frac{G_{\max}}{A} \pm \frac{M_{\max}}{W}; \quad A = \pi(r^2 - r_1^2); \quad W = \frac{\pi(r^4 - r_1^4)}{4r};$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2r}(B + 2r_1); \quad B' = B - 2e'; \quad e' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma(\sigma_1 + \sigma_3)}.$$

4.1. Влияние ширины кольца на длину зоны контакта

e_0	$\bar{d} = 0$		$\bar{d} = 0,5$		$\bar{d} = 0,6$		$\bar{d} = 0,7$	
	a	ζ	a	ζ	a	ζ	a	ζ
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,25	2,000	1,571						
0,27	1,923	1,509						
0,29	1,853	1,450						
0,31	1,787	1,392	1,995	1,175				
0,33	1,723	1,336	1,945	1,145				
0,35	1,660	1,279	1,890	1,111	1,970	0,990		
0,37	1,600	1,224	1,830	1,073	1,915	0,962	2,000	0,801
0,39	1,542	1,170	1,775	1,039	1,860	0,933	1,955	0,783
0,41	1,482	1,115	1,725	1,007	1,810	0,906	1,905	0,762
0,43	1,428	1,064	1,670	0,973	1,760	0,880	1,855	0,742
0,45			1,615	0,938	1,705	0,852	1,805	0,721
0,47			1,555	0,901	1,650	0,824	1,750	0,700

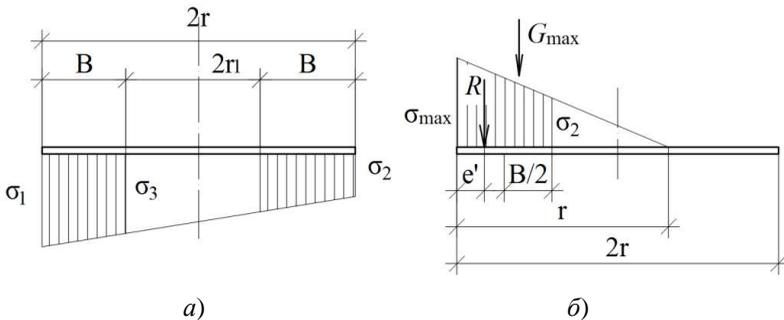
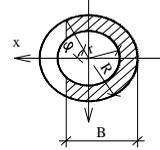


Рис. 4.1. Эпюры давлений без отрыва (а) и с отрывом оснований кольцевого штампа (б)

При длине зоны контакта z штампа с основанием:

$$\sigma_e = \frac{(z - B)G_{\max}}{z};$$

$$e' = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_2}{\sigma(\sigma_{\max} + \sigma_2)} B;$$

$$\sigma_m = \frac{B}{2B'} (\sigma_{\max} + \sigma_e).$$

Треугольная эпюра имеет место при:

r_1/r	0	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
e_0	0,25	0,35	0,35	0,40	0,45	0,50

В [1] описан численно-аналитический метод расчета осадок гибких кольцевых штампов. Рассмотрены концентрические и неконцентрические штампы на клиновидном основании (рис. 4.2). В последнем случае центр внутренней граничной окружности радиуса a , сдвигается на расстояние ε в направлении, перпендикулярном ребру штампа. Нагрузка равномерно распределена по кольцевой области. Дискретизация кольцевой области выполнена четырехугольными элементами.

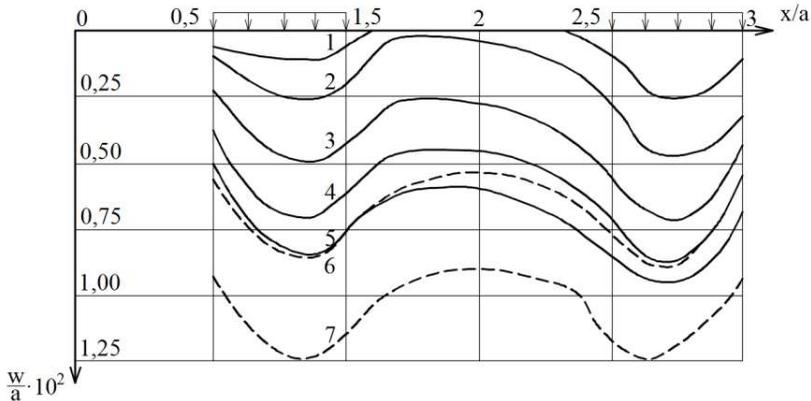


Рис. 4.2. Эпюры относительных осадок $\omega/a \cdot 10^2$ под гибким концентрическим штампом на клиновидном упругосжимаемом слое:

$1 - 5 - \nu = 0,25; a_1/a = 0,5; \text{ при } \alpha = 5, 15, 30, 45, 60^\circ;$

$6 - \text{упругий слой постоянной толщины } \Pi = 2a; 7 - \text{полупространство};$

$\alpha - \text{угол наклона сжимаемого слоя}$

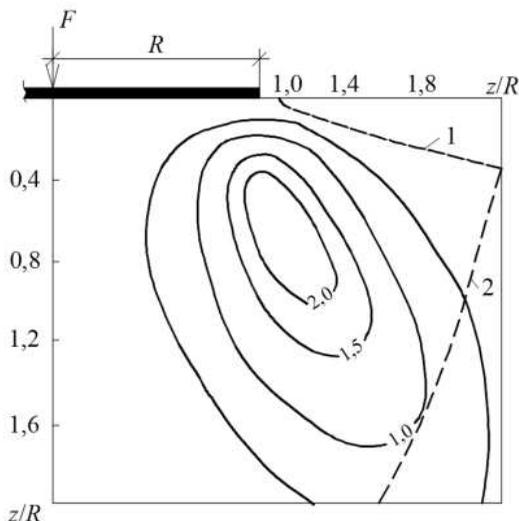


Рис. 4.3. Эпюры горизонтальных перемещений грунта при $p = 0,3$ МПа:
 1 – линия нулевых горизонтальных перемещений;
 2 – линия равных вертикальных перемещений

В [23] показано, что крен фундамента (при $\delta = 0$) зависит не только от величины момента, но и от соотношения F и e_0 . Опыты проводили на локдонской и каолиновой глинах со штампами диаметром 50, 75 и 100 мм.

Влияние величины эксцентриситета вертикальной силы на несущую способность песчаного основания рассмотрено в [29].

Приведем результаты экспериментов отдельных исследователей, показывающие влияние угла наклона силы на несущую способность основания.

Тран-во-Ньем выполнил [30] эксперименты с плоским штампом шириной 45 см на основании из катков с $\rho = 2,2$ г/см³ при $\varphi = 26^\circ$. Увеличение эксцентриситета и угла наклона нагрузки приводило к резкому снижению несущей способности. При $\delta = \text{const}$ максимум несущей способности имел место при отрицательном эксцентриситете.

В [16] приведены результаты опытов со штампом длиной 20 см, шириной 4 см и высотой 4 см на пластически неоднородном глинистом, водонасыщенном основании ($\omega_1 = 0,558$; $\omega_p = 0,271$; $\varphi = 18^\circ$; $c = 0,006$ МПа) при действии наклонной силы.

Предложена следующая эмпирическая зависимость:

$$F_{\delta \neq 0} = F_{\delta = 0} K_1 / K_2,$$

где $F_{\delta=0}$ – несущая способность основания при центральной вертикальной нагрузке; K_1 – корректирующий коэффициент, при $\delta = 0, 5, 10, 20$ и 30° , соответственно равный 1; 0,8; 0,7; 0,5 и 0,3; $K_2 = 1,4$ – коэффициент запаса.

Мус Х. и Вейс К. определяли [28] несущую способность водонасыщенного песчаного основания ($\rho = 1,91$ г/см³; $e = 0,385$; $\varphi = 39^\circ$) при действии на штамп размером 3×1 м центральной вертикальной наклонной нагрузки. Силу прикладывали в середине фундамента параллельно короткой стороне. Для $\delta = 0, 10, 20$ и 30° получены соответственно следующие вертикальные составляющие предельной нагрузки 190, 194, 82 и 32 кН.

Калаев А. И. провел [7] экспериментальные исследования с незаглубленными и заглубленными штампами равной формы при действии на них внецентренной наклонной силы. В качестве основания использовался среднезернистый песок ($\varphi = 34^\circ$), искусственный связный грунт и двухслойное основание из песка и щебня ($\varphi = 45^\circ$). Угол внутреннего трения грунтов при проведении опытов изменялся от 0 до 45° ; сцепления – от 0,0062 до 0,195 МПа. Угол наклона равнодействующей нагрузки находился в пределах от $0,2\varphi$ до $0,9\varphi$.

Установлено, что увеличение угла β наклона силы и вертикали вызывает уменьшение размеров призмы перемещения. При $0 \leq e \leq 0,11$ возможно скалывание уплотненного ядра, сопровождающееся уменьшением призмы перемещения и уменьшением прочности основания. Оно достигает 6...18% при $\beta/\varphi = 0,6$ и 35% при $\beta/\varphi = 0,9$.

Под подошвой возникает несимметрическое треугольной формы ядро, вершина которого является начальной точкой криволинейного участка, отделяющей поверхности скольжения. В основании с каменной постелью под подошвой штампа возникают призмы трапециевидальной формы. Нижняя граница призмы совпадает с плоскостью контакта между слоями или проходит в слое грунта, примыкающем к каменной постели.

Очертание эпюр контактных давлений показано на рис. 4.4.

Тугаенко Ю. Ф. и Кушак С. И. провели [18] экспериментальные исследования развития деформаций в основании фундаментов с равной площадью подошвы одного круглого и трех кольцевых.

Внешние радиусы штампов составляли 0,665; 0,62; 0,68 и 0,755 м, внутреннее, соответственно, 0; 0,25; 0,375 и 0,5 м. Отношения радиусов внутреннего к наружному равнялись 0; 0,4; 0,55 и 0,66. В основании штампов залегали лессовидный суглинок 0,8 м ($\rho = 1,755$ г/см³; $\rho_d = 1,51$ г/см³; $e = 0,78$; $E = 10$ МПа; $E_{let} = 4,8$ МПа; $\varphi = 23^\circ$; $c = 0,017$ МПа), ниже лесс толщиной слоя 2 м ($\rho = 1,64$ г/см³; $\rho_d = 1,34$ г/см³; $e = 0,92$; $E = 7,9$ МПа; $E_{let} = 4,3$ МПа; $\varphi = 22^\circ$; $c = 0,027$ МПа).

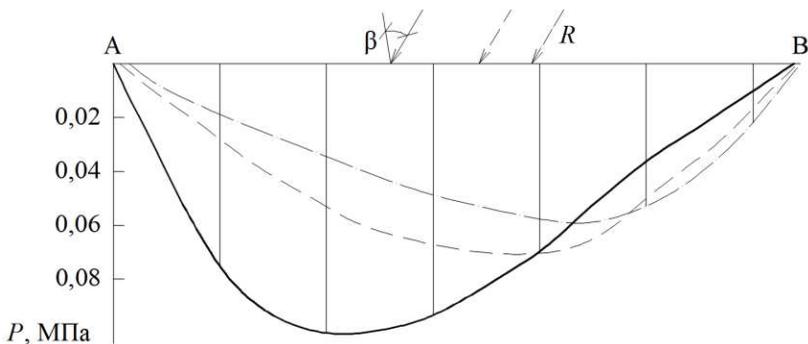


Рис. 4.4. Эпюры контактных давлений

4.2. Влияние ширины кольца на осадку штампа

r_1/r_2	0,4				0,55			0,66
σ , МПа	0,126	0,166	0,206	0,266	0,126	0,166	0,206	0,266
s , см	0,9	1,91	3,95	8,80	0,56	0,82	1,60	4,40

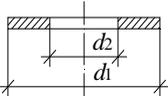
Послойные деформации грунта определяли по перемещениям глубинных марок. При равных давлениях по подошве по мере увеличения внутреннего диаметра и уменьшения ширины кольца снижалась глубина зоны деформации и уменьшались осадки фундамента (табл. 4.2).

При равной осадке на кольцевой фундамент можно передать нагрузку на 30...40% больше, чем на сплошной.

4.2. ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ШТАМП ВЕРТИКАЛЬНОЙ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАГРУЗКИ

Методика исследований. В подготовке и проведении экспериментов участвовали инженер А. В. Худяков и студент С. Миргородец. Опыты выполняли в металлическом лотке размером $1,8 \times 1,0 \times 0,8(h)$ м и на мелкозернистом воздушно-сухом песке, послойно уплотненном ручной металлической трамбовкой до $\rho = 1,58 \text{ г/см}^3$. Использовали металлические штампы с шероховатой (из приклеенного песка) контактной поверхностью. Штампы состояли из двух дисков – нижнего кольцевого, толщиной 20 мм и верхнего сплошного, толщиной 10 мм с пазами для упора ножа рычага. Между собой штампы соединяли болтами. Геометрические характеристики нижнего штампа приведены в табл. 4.3.

4.3. Геометрические характеристики штампов

Эскиз	$d_1, \text{см}$	$d_2, \text{см}$	$d = d_2/d_1$	$A_c, \text{см}^2$	A_c/A	$A, \text{см}^2$	$I_c, \text{см}^4, 10^5$	$I, \text{см}^4, 10^5$	I_c/I
	20	0	0	314	1	314	1,257	1,257	1
	20	4	0,2	301	0,958	314	1,254	1,257	0,977
	20	8	0,4	264	0,841	314	1,224	1,257	0,973
	20	12	0,6	200	0,637	314	1,090	1,257	0,867

На штампы передавали нагрузку рычагом с 10-кратным увеличением. Перемещения штампов измеряли тремя индикаторами часового типа (рис. 4.5, а). Двумя из них определяли вертикальные перемещения концов штампа. При некотором соотношении δ и e возникает отрыв штампа от основания (рис. 4.5, б).

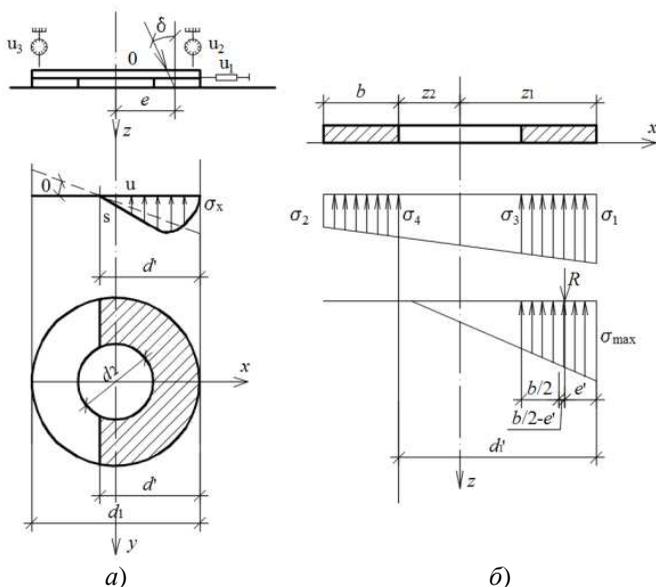


Рис. 4.5. Схема размещения индикаторов, фактическая эпюра давлений (а), принятая в расчетах прямолинейная эпюра давлений (б)

Для сплошного штампа:

$$I_c = \pi r_1^4 / 4, W_c = \pi r_1^3 / 2.$$

При прямоугольной эпюре контактных давлений и $\sigma_2 > 0$;
 $\sigma_{1,2} = F/A_c$

$$\pm M/W_c = \sigma_m(1 \pm 2e_0).$$

Центр тяжести смещен от оси z на расстоянии

$$x = Z_1 (\sigma_1 - \sigma_2) / [4(\sigma_1 + \sigma_2)].$$

Центр тяжести эпюры контактных давлений в виде полого усеченного конуса смещен от оси z на расстоянии

$$x = (r_1^2 + r_2^2) (\sigma_1 - \sigma_2) / [4(\sigma_1 + \sigma_2)].$$

Напряжение

$$\sigma_3 = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) (B + d_2)/d_1.$$

Опыты на действие осевой вертикальной нагрузки. Штампы получили не только осадку, но и горизонтальное перемещение. Общий вид графиков показан на рис. 4.6.

С уменьшением ширины кольца снижались величины предельных давлений σ_u и осадок s_u , предшествующих опрокидыванию штампа.

Определение величины одной серии опытов приведены ниже:

$d = 0;$	$\sigma_u = 0,257;$	$s_u = 5,5$ мм;
$d = 0,2;$	$\sigma_u = 0,220;$	$s_u = 4,7$ мм;
$d = 0,4;$	$\sigma_u = 0,185;$	$s_u = 3,2$ мм;
$d = 0,6;$	$\sigma_u = 0,125;$	$s_u = 2,6$ мм.

Результаты дополнительных четырех опытов показаны на рис. 4.7. Зависимость $\sigma_u = f(\bar{d})$ также подтверждает существенное влияние ширины кольца на несущую способность.

Опыты на действие вертикальной внецентренной нагрузки. В этих экспериментах также отмечали снижение несущей способности с уменьшением ширины кольца (рис. 4.6). С увеличением e_0 разница в несущей способности штампов разной ширины уменьшается.

Эффективность фундаментов при больших эксцентриситетах может быть повышена увеличением радиуса или уменьшением эксцентриситета конструктивными приемами.

Характер зависимости $\sigma_u = f(e_0)$ подобен описанному в [11].

Рассмотрим влияние ширины кольца на перемещения штампов. На рисунке 4.8 приведены результаты одной серии опытов. При $\sigma = \text{const}$ перемещения штампов возрастали с уменьшением ширины кольца. Результаты опытов следует проверить на модулях большого

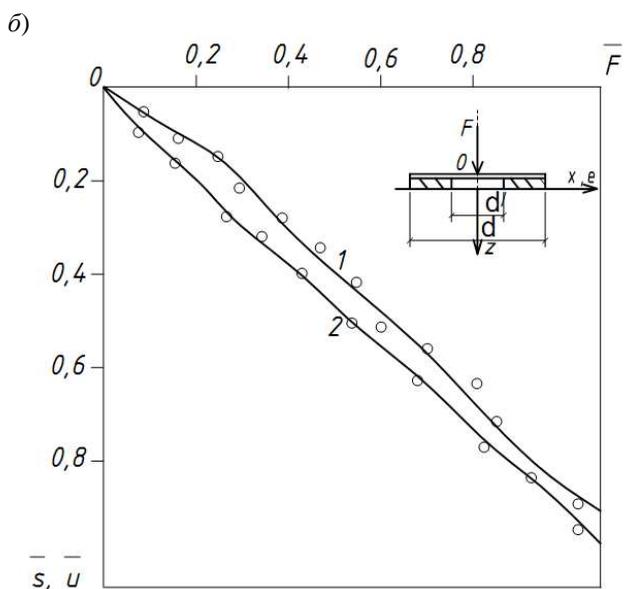
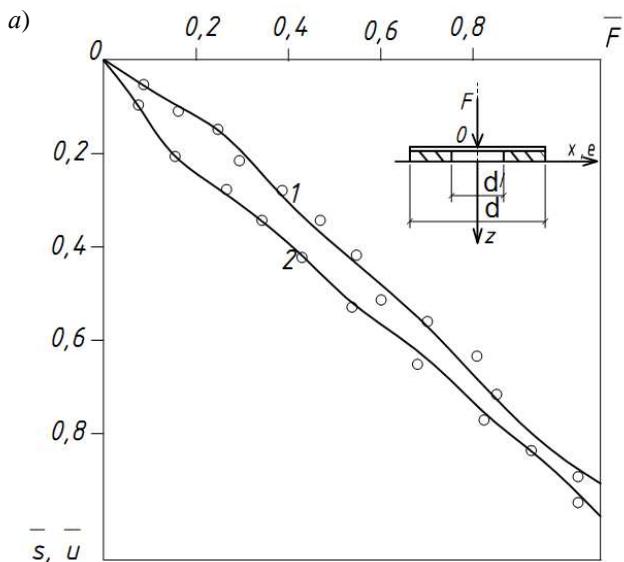


Рис. 4.6. Зависимость между относительными величинами нагрузки и осадки 1, нагрузки и горизонтального перемещения 2:

$$a - e_0 = 0, \delta = 0; \quad b - \bar{d} = 0,4; \quad \bar{d} = 0,6$$

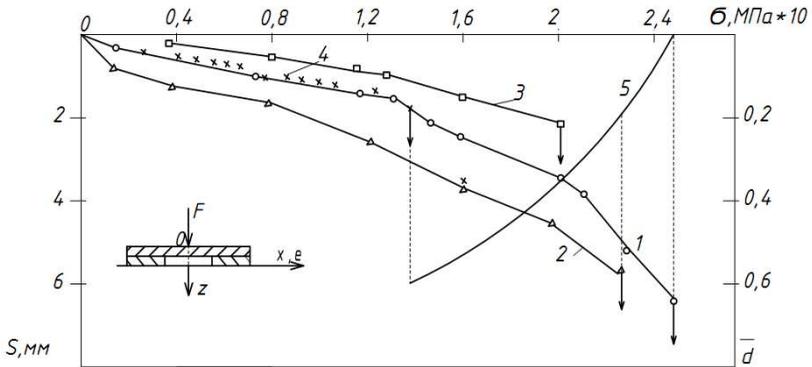


Рис. 4.7. Зависимость между осадкой и давлением при \bar{c} :
 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4; 4 – 0,6; 5 – зависимость между разрушающим давлением
 и относительным диаметром штампа

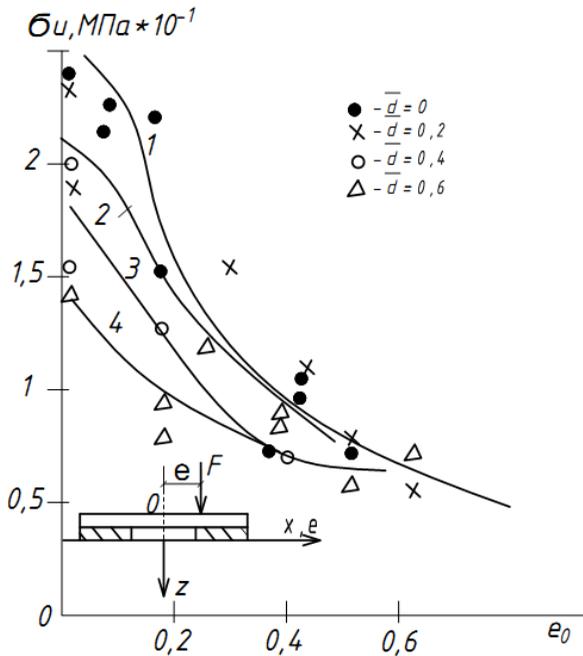


Рис. 4.8. Зависимость разрушенной нагрузки от
 относительного эксцентриситета при \bar{d} :
 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,5; 4 – 0,6

размера. При этом рекомендуется обратить внимание на перемещения при $F \leq 0,3$. Возможно, в этом случае проявится эффект, полученный для решений в упругой области, и заключающийся в том, что с уменьшением поперечного размера модели уменьшаются перемещения при одном и том же давлении.

Проведены дополнительные эксперименты с $e_0 = 0,15$ и $0,3$. Результаты оказались подобными вышеописанным. Выбор грунта происходил у переднего края. Расстояние от края штампа до границы области выпора при $e_0 = 0,3$ и $\bar{d} = 0; 0,2; 0,4$ и $0,6$ соответственно равнялось $0,6R; 0,5R; 0,33R$ и $0,26R$.

Графики зависимости кренов штампов с разной толщиной колец от вертикальной нагрузки приведены на рис. 4.9.

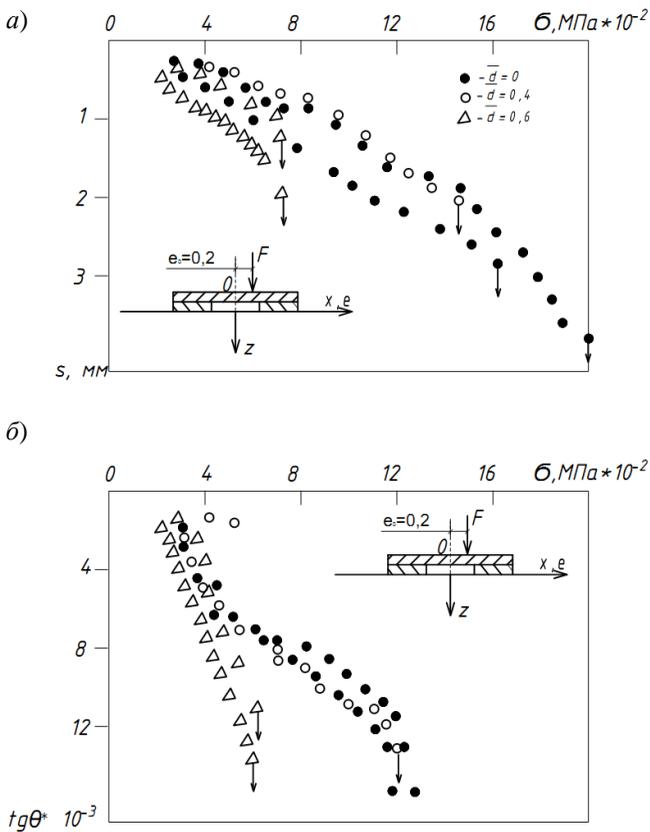


Рис. 4.9. Зависимость между нагрузкой и осадкой (а), нагрузкой и креном (б)

Опыты со штампом диаметром 40 см проводили при $e_0 = 0,25$ и $0,375$ (рис. 4.9). В первом случае после разгрузки проводили повторное нагружение с $e_0 = 0,375$.

Длину зоны контакта штампа с основанием определяли относительной величиной $\bar{d} = d'/d'$, где d' – проекция на горизонталь линии, являющейся продолжением диаметра 9 (рис. 4.9, 4.10).

Зависимость $d = f(e_0)$ имеет гиперболическое очертание (рис. 4.10).

Подобно [23] получено, что крен штампа зависит не только от момента, но и от эксцентриситета нагрузки: при одном и том же моменте крен штампа уменьшался с уменьшением эксцентриситета (рис. 4.11, 4.12).

С уменьшением эксцентриситета нагрузки возрастали предельные крены штампов (рис. 4.13).

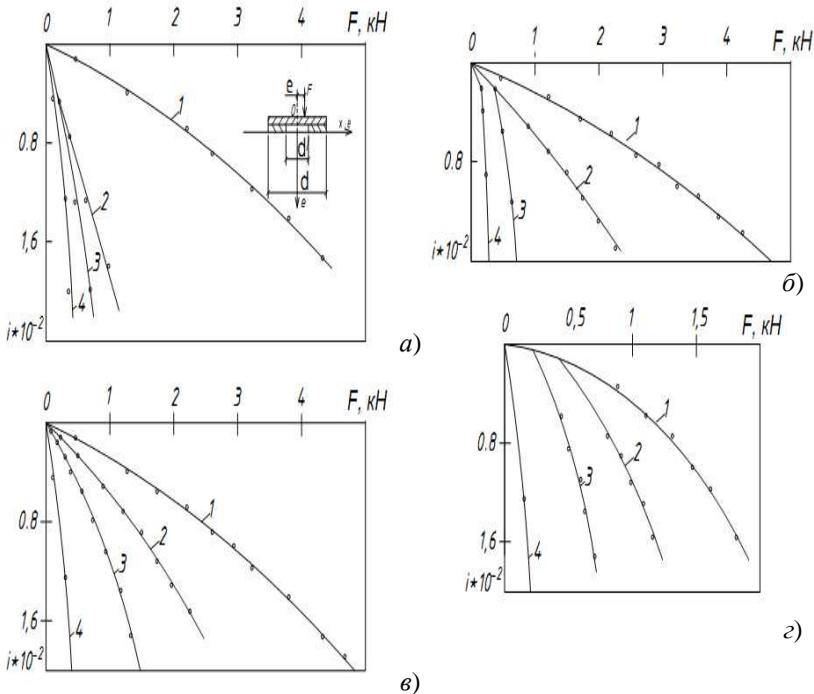


Рис. 4.10. Графики $i = f(F)$ при $\bar{d} = 0$ (а); $\bar{d} = 0,2$ (б); $\bar{d} = 0,4$ (в);

$\bar{d} = 0,6$ (г) и e_0 :

1 – 0,2; 2 – 0,4; 3 – 0,6; 4 – 0,8

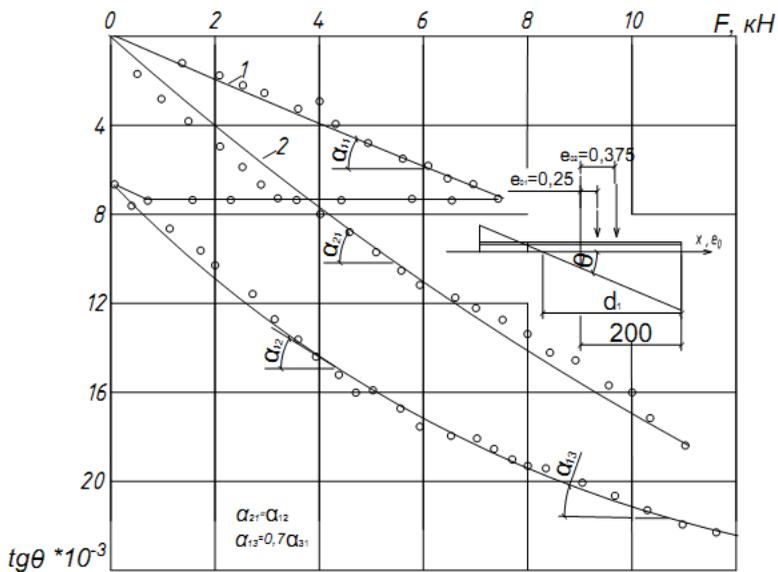


Рис. 4.11. Зависимость между креном и нагрузкой на штамп $d = 40$ см; e_0 :
1 – 0,25; 2 – 0,375

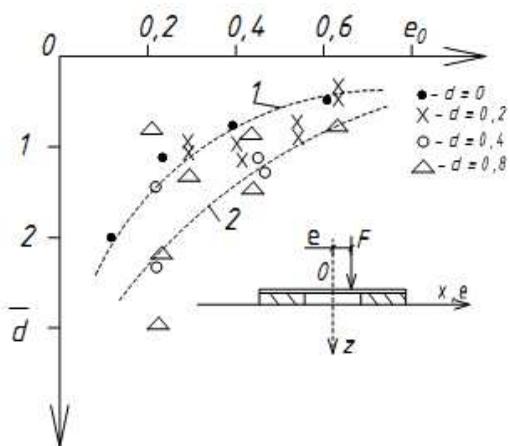


Рис. 4.12. Зависимость $\bar{d}' = f(e_0)$:
1 – $\bar{d} = 0$; 2 – $\bar{d} = 0,6$

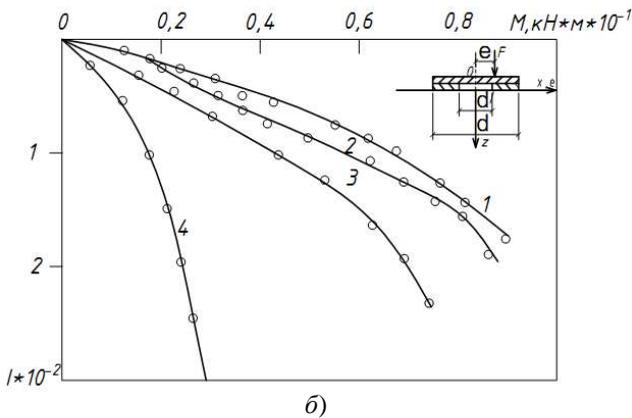
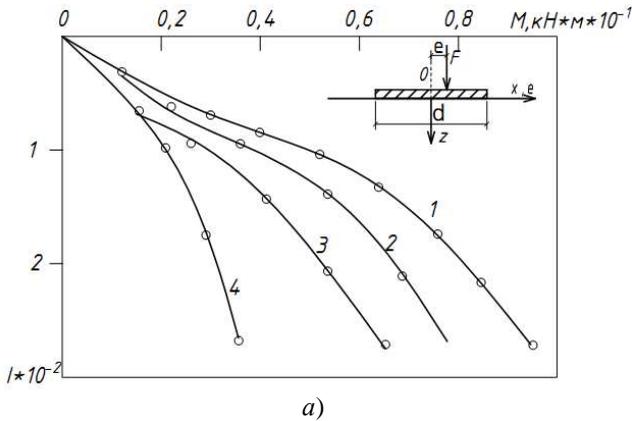


Рис. 4.13. Зависимость крена от момента при $\delta = 0^\circ$;

$\bar{d} = 0$ (а); $\bar{d} = 0,2$ (б) и e_0 :

1 - 0,2; 2 - 0,4; 3 - 0,6; 4 - 0,8

Горизонтальные перемещения штампа были направлены в сторону эксцентриситета. С увеличением эксцентриситета нагрузки возрастали горизонтальные перемещения штампа (рис. 4.10).

Комбинированные фундаменты. В практике встречаются фундаменты в виде отдельных колец, колец и круглых плит. Так, в Белпромпроекте разработан сборный железобетонный каркас многоэтажного здания (Б.Ж., 1988, № 8). Основными элементами его являются крупноразмерные преднапряженные треугольные плиты размером на

ячейку с центрифугированными колоннами кольцевого сечения. В одних схемах колонны располагаются по периметрам кругов, в других – плиты опираются на периферийные и центральные колонны. Устойчивость здания обеспечивается лестничными клетками, стенowymi ограждениями из крупноразмерных панелей. Шаг колонн принимается равным 4,5 м. Разработаны варианты зданий эллиптической формы из полукругов, смещенных по диаметру. Композиции из рядом расположенных зданий круглой формы в плане и другие плитные фундаменты для таких зданий могут быть разнообразной конфигурации.

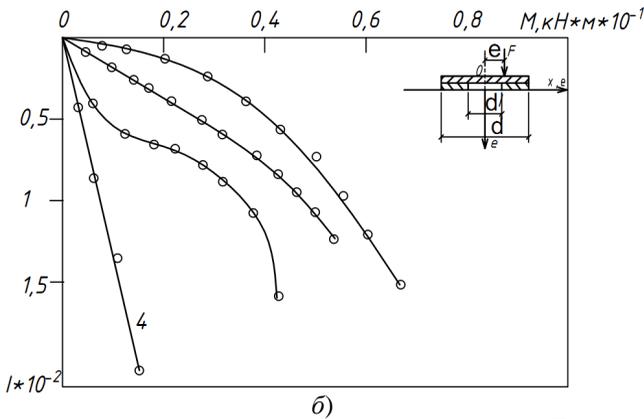
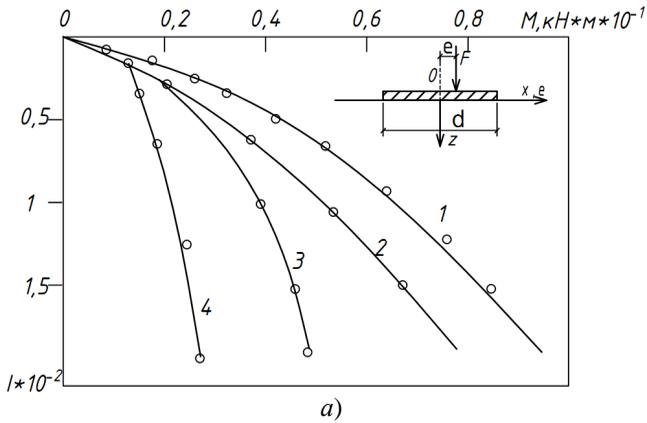


Рис. 4.14. Зависимость крена от момента при $\delta = 0^\circ$; $\bar{d} = 0,4$ (а);

$\bar{d} = 0,6$ (б) и e_0 :

1 – 0,2; 2 – 0,4; 3 – 0,6; 4 – 0,8

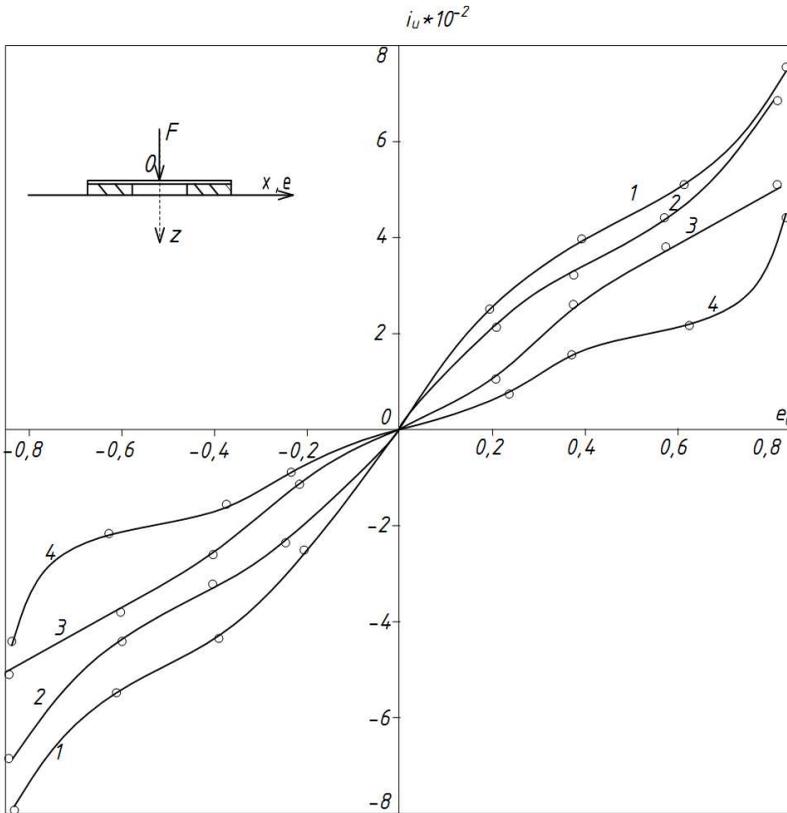


Рис. 4.15. Зависимость предельного крена от относительного эксцентриситета при $\delta = 0^\circ$ и \bar{d} :
 $I - 0; 2 - 0,2; 3 - 0,4; 4 - 0,6$

Кольцевые фундаменты оказывают взаимное влияние друг на друга. Фундамент под центральную колонну испытывает влияние кольцевого под периферийные колонны. Вследствие изгиба и кручения фундаментов, влияния жесткости каркаса расчет значительно усложняется.

Анализ состояния рассматриваемой проблемы показал, что необходимы всесторонние экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния основания и фундаментов с учетом их взаимного влияния.

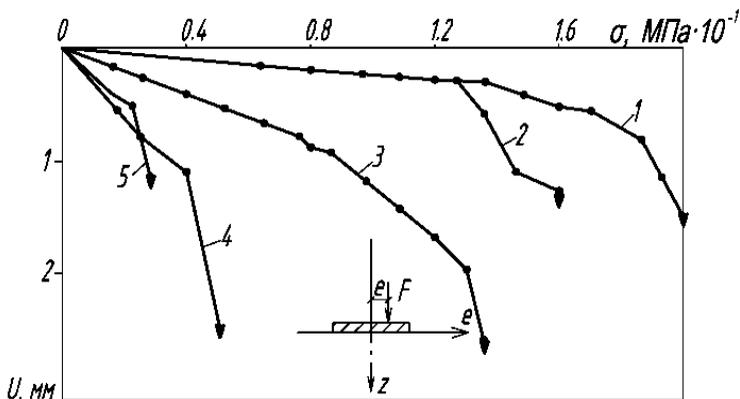


Рис. 4.16. Зависимость горизонтального перемещения штампа от нагрузки при $\bar{d} = 0,2$ и e_0 :
 1 – 0,3; 2 – 0,4; 3 – 0,5; 4 – 0,6

4.3. ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ШТАМПЫ НАКЛОННОЙ ЦЕНТРАЛЬНОЙ И ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАГРУЗОК

Типичные графики перемещений штампов показаны на рис. 4.17.

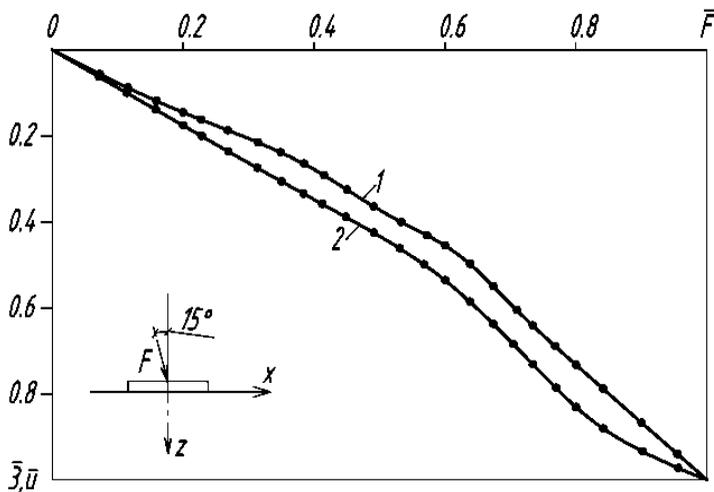
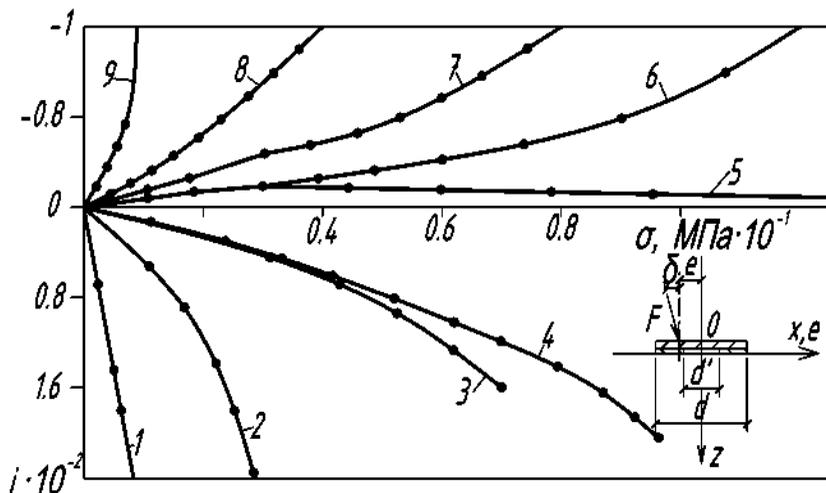
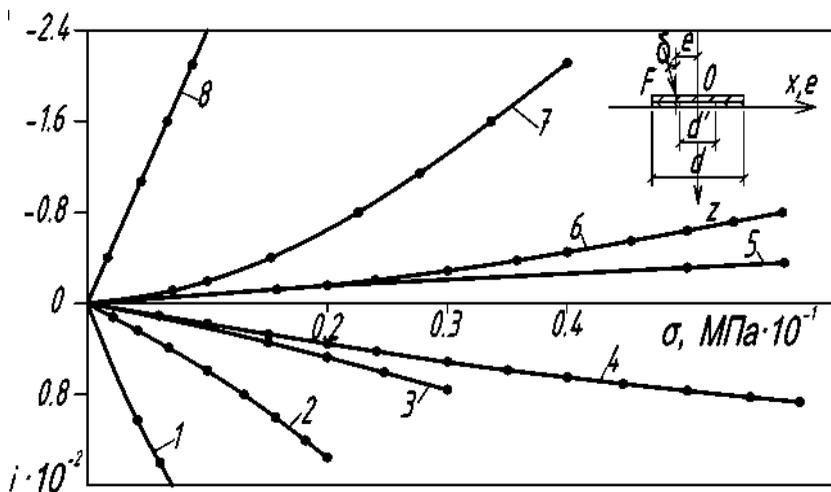


Рис. 4.17. Зависимость между относительной нагрузкой и относительной осадкой I , относительным горизонтальным перемещением 2 при $e_0 = 0$ и $\bar{d} = 0$

При определенных сочетаниях e_0 и δ перемещения $u = i = 0$. Сдвиги при $\delta = \text{const}$ вправо или влево от $e_0 = e_{0, \text{орг}}$ приводит к изменению направления перемещений (рис. 4.18 – 4.21).



а)



б)

Рис. 4.18. Зависимость крена от нагрузки при

$\delta = 7^\circ 30'$, $\bar{d} = 0,4$ (а) и $\bar{d} = 0,6$ (б) и e_0 :

1 – 0,84; 2 – 0,64; 3 – 0,44; 4 – 0,24; 5 – 0,03; 6 – 0,16; 7 – 0,36; 8 – 0,56; 9 – 0,76

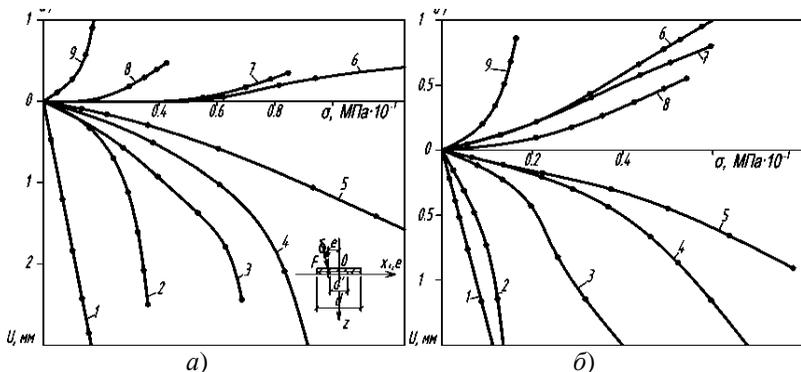


Рис. 4.19. Зависимость горизонтального перемещения от нагрузки при $\delta = 7,5^\circ$; $\bar{d} = 0,4$ (а); $\bar{d} = 0,6$ (б) и e_0 :

1 - 0,84; 2 - 0,64; 3 - 0,44; 4 - 0,24;
5 - 0,03; 6 - 0,16; 7 - 0,36; 8 - 0,56; 9 - 0,76

Как видно, при $e_0 \geq 0,16$ горизонтальное смещение штампа происходило в противоположную сторону, чем при $e_0 < 0,16$. Можно подобрать такое оптимальное сочетание $(e_0 / \delta / \bar{d})_{\text{опт}}$, при котором $u = 0$.

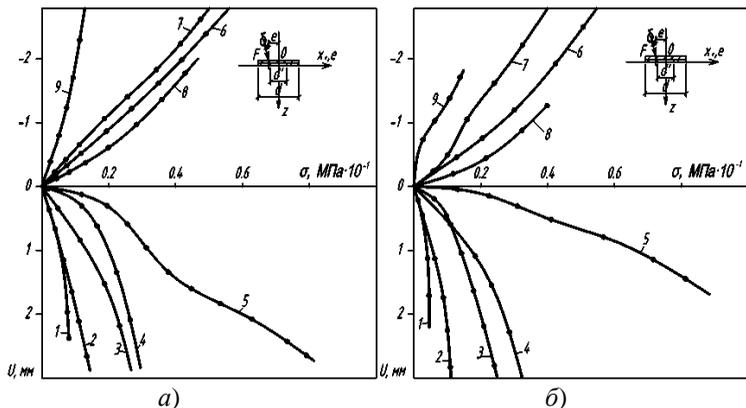


Рис. 4.20. Зависимость между горизонтальным перемещением штампа и нагрузкой при $\delta = 15^\circ$; $\bar{d} = 0$ (а); $\bar{d} = 0,2$ (б) и e_0 :

1 - 0,83; 2 - 0,63; 3 - 0,43; 4 - 0,23;
5 - 0,33; 6 - 0,17; 7 - 0,37; 8 - 0,57; 9 - 0

В этих опытах, как и в предыдущих, при $e_0 \geq 0,17$ горизонтальное смещение штампа направлено в противоположную сторону, чем при $e_0 < 0,17$.

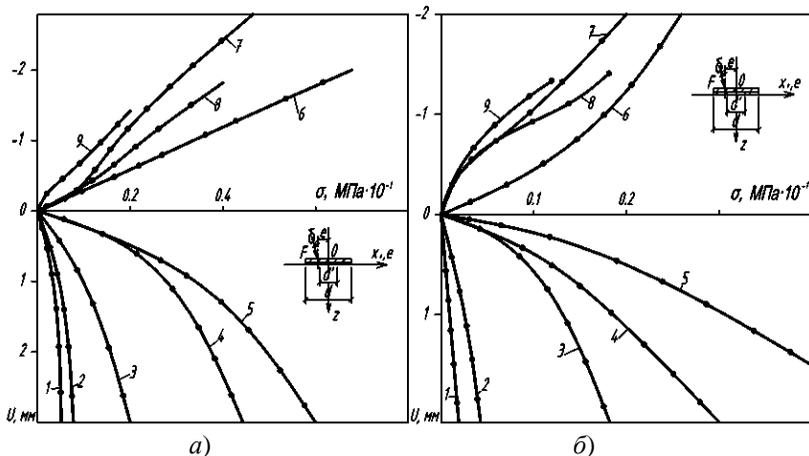


Рис. 4.21. Зависимость горизонтального перемещения от нагрузки при $\delta = 15^\circ$; $d = 0,4$ (а); $d = 0,6$ (б) и e_0 :

1 – 0,88; 2 – 0,68; 3 – 0,48; 4 – 0,28; 5 – 0,08; 6 – 0,12; 7 – 0,32; 8 – 0,52; 9 – 0,72

Влияние угла наклона нагрузки на несущую способность основания. В таблице. 4.4 приведены результаты одной серии опытов.

Вследствие разброса опытных данных (рис. 4.22) положение максимума несущей способности установить довольно сложно.

В [10] максимум получен при действии силы при малых положительных эксцентриситетах.

Нами дополнительно проведены опыты со штампами диаметром 100 и 125 мм на воздушно-сухом песчаном основании из 26 опытов со штампом диаметром 125 мм при $e_0 = 0$ и $\delta = 22^\circ 30''$ в 11 наблюдатели положительный крен (более быстрыми темпами оседал передний

4.4. Влияние угла наклона силы на величину разрушающей нагрузки

d	σ_u , МПа·10 ⁻¹ при δ , град			
	0	7°30''	15°	22°30''
0	1,00	0,75	0,43	0,36
0,2	0,86	0,67	0,31	0,24
0,4	0,72	0,54	0,27	0,24
0,6	0,48	0,32	0,22	0,20

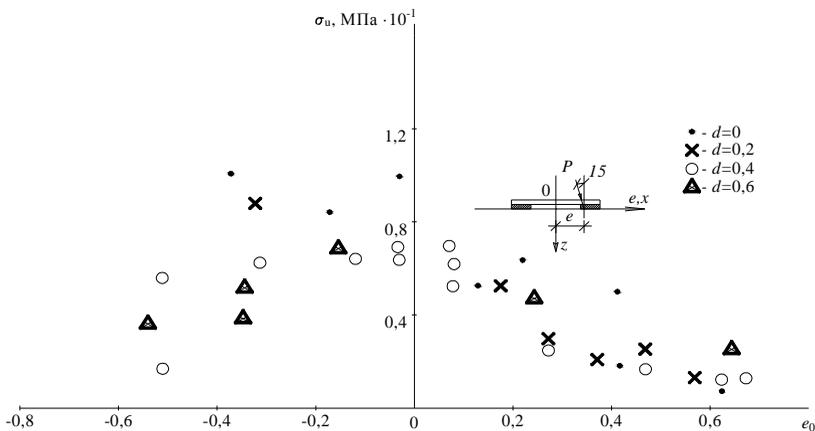


Рис. 4.22. Зависимость величины предельной нагрузки от относительного эксцентриситета

край штампа), в 9 – отрицательный, в 6 крена не было. Из 10 опытов, поставленных при тех же условиях, но с $e_0 = 0$ и $\delta = 15^\circ$, наблюдали положительный крен, в 2 – отрицательный, в 4 крена не было. Величины предельных кренов находились в пределах $(3 + 7) \times 10^3$ рад.

Из этих данных не ясна зависимость знака и величина крена от угла наклона силы при нулевом эксцентриситете (рис. 4.23). В связи с этим была сделана попытка уточнить эту зависимость. Поставлена серия опытов с изменением δ через 5° и трехкратной повторностью. Особое внимание уделено обеспечению шарнирности передачи нагрузки. В результате этих опытов в 8 из 15 опытов наблюдали положительный крен, в 4 – отрицательный. Анализируя данные, приходим к выводу, что при нулевом эксцентриситете крен положительный, а оптимальный эксцентриситет смещен от центра в отрицательную область. Выпор грунта и сдвиг штампа происходил во всех случаях по направлению проекции силы.

В опытах со штампом диаметром 100 мм уточняли зависимость величины разрушающей нагрузки от угла наклона при малых эксцентриситетах (рис. 4.24).

На рисунках 4.24 – 4.26 приведены усредненные результаты опытов с кольцевыми штампами с наружным диаметром 200 мм.

Точки на графиках соответствуют результатам отдельных опытов. Как видно, величины разрушающих нагрузок резко снижались с увеличением эксцентриситета и угла наклона силы с уменьшением ширины кольца. Для более тонких колец влияние отмеченных параметров

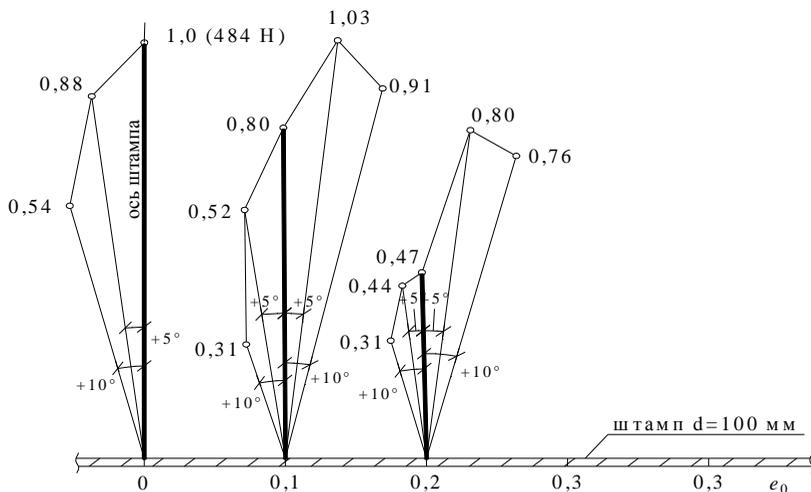


Рис. 4.23. Зависимость величин разрушающих нагрузок от эксцентриситета и угла наклона

меньше. При $|e_0| = \text{const}$ несущая способность основания при отрицательных кренах была выше, чем при положительных. Опыты подтвердили ранее полученные результаты [11], а также результаты других исследователей [28, 30].

При поверхностной передаче нагрузки или ограничении боковых смещений модели величины разрушающих нагрузок возрастали, а влияние δ и e_0 существенно снижалось.

Предельные величины перемещений. Экспериментально исследовали зависимость $s_u = f_i(e, \delta)$ и $i_u = f_i(e, \delta)$. Представленные на рис. 4.27 – 4.29 результаты требуют уточнения. При определенных величинах положительных и отрицательных эксцентриситетов происходит подъем центра штампа.

Характер плоского перемещения штампа. Перемещения измеряли индикаторами часового типа ИЧ-10 (рис. 4.30, а). Оптимальным является случай плоскопоступательного смещения (рис. 4.30, б). Величина несущей способности $F_{u \text{ опт}} = f(e_{0 \text{ опт}}/\delta_{\text{опт}})$ в этом случае являлась максимальной. Нагрузка $F_{\text{опт}}$ приложена слева от оси z : $e_{0 \text{ опт}} \approx -0,05$ при $\delta = 5 \dots 10^\circ$ и $e_{0 \text{ опт}} \approx -0,08$ при $\delta = 15 \dots 30^\circ$.

Перемещение силы вправо ($e_0 > e_{0 \text{ опт}}$) приводило к трапецидальной форме эпюры (рис. 4.30, в) и перемещению полюса «к» из \sim в точку «а». Перемещение силы влево от $e_{0 \text{ опт}}$ ($e_0 < e_{0 \text{ опт}}$) также приводило к трапецидальной эпюре (рис. 4.30, з). Полюс «к» сдвигался из \sim к

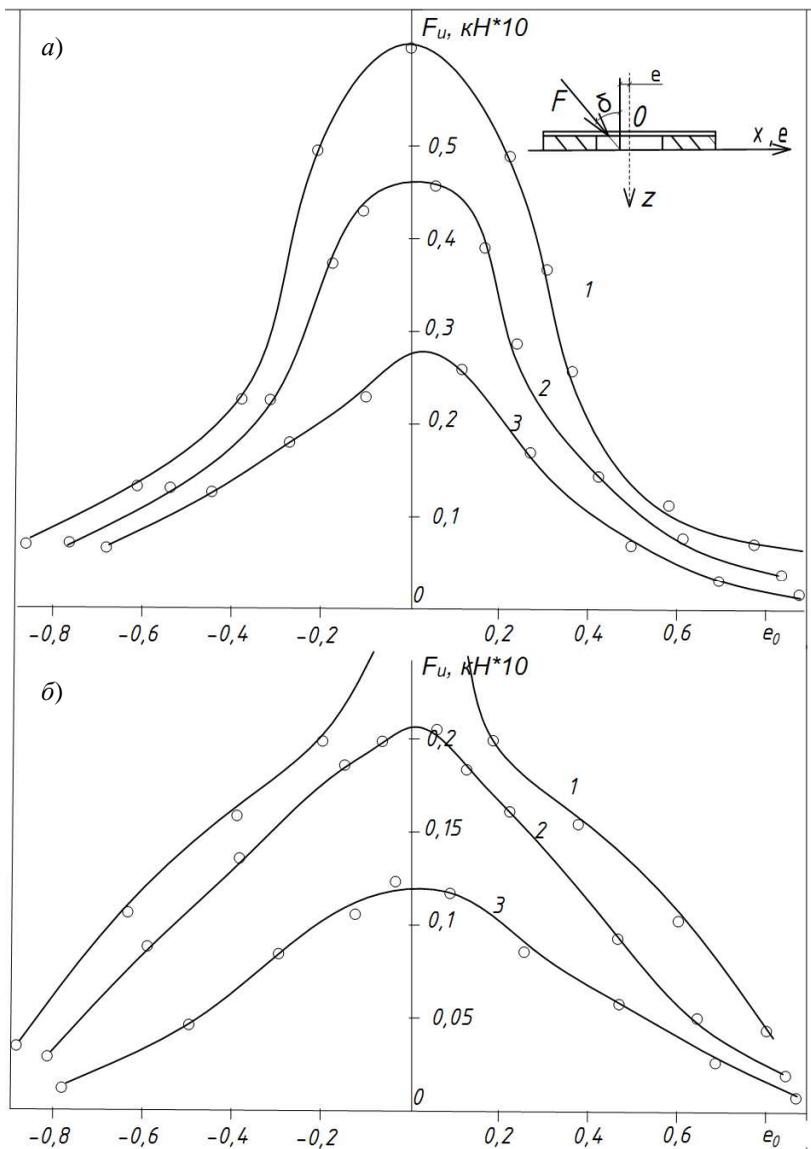
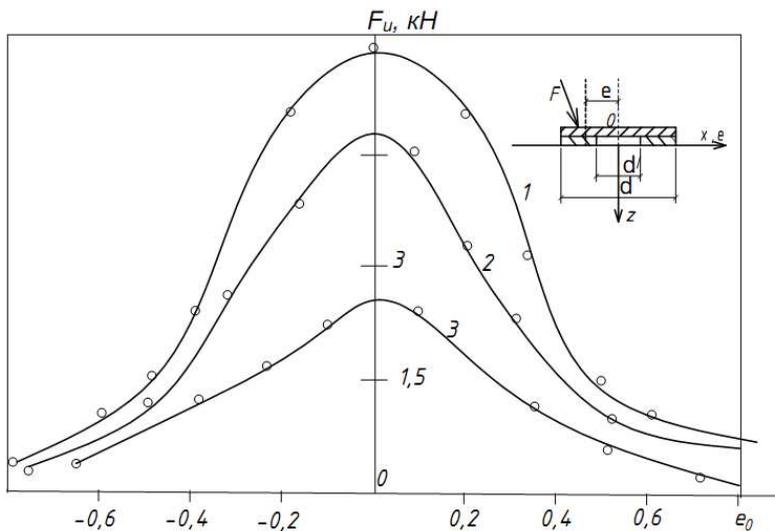
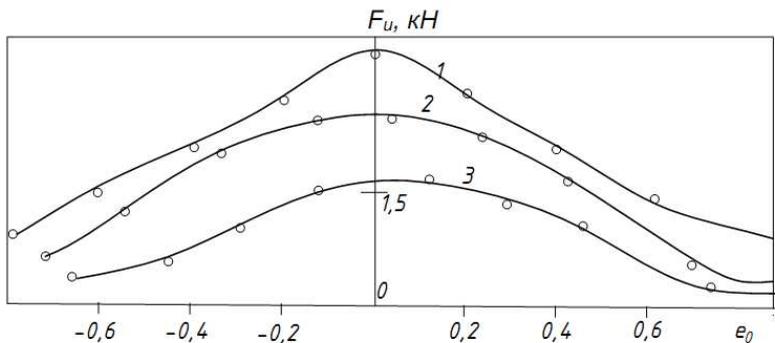


Рис. 4.24. Зависимость между разрушающей нагрузкой и относительным эксцентриситетом при $\bar{d} = 0$ (а) и $\bar{d} = 0,2$ (б); δ (град): 1 – 0; 2 – 7,5; 3 – 1,5



a)



b)

Рис. 4.25. Зависимость предельной нагрузки от относительного эксцентриситета при $\bar{d} = 0,4$ (a); $\bar{d} = 0,6$ (б) и δ (град):
1 – 0; 2 – 7,5°; 3 – 15°

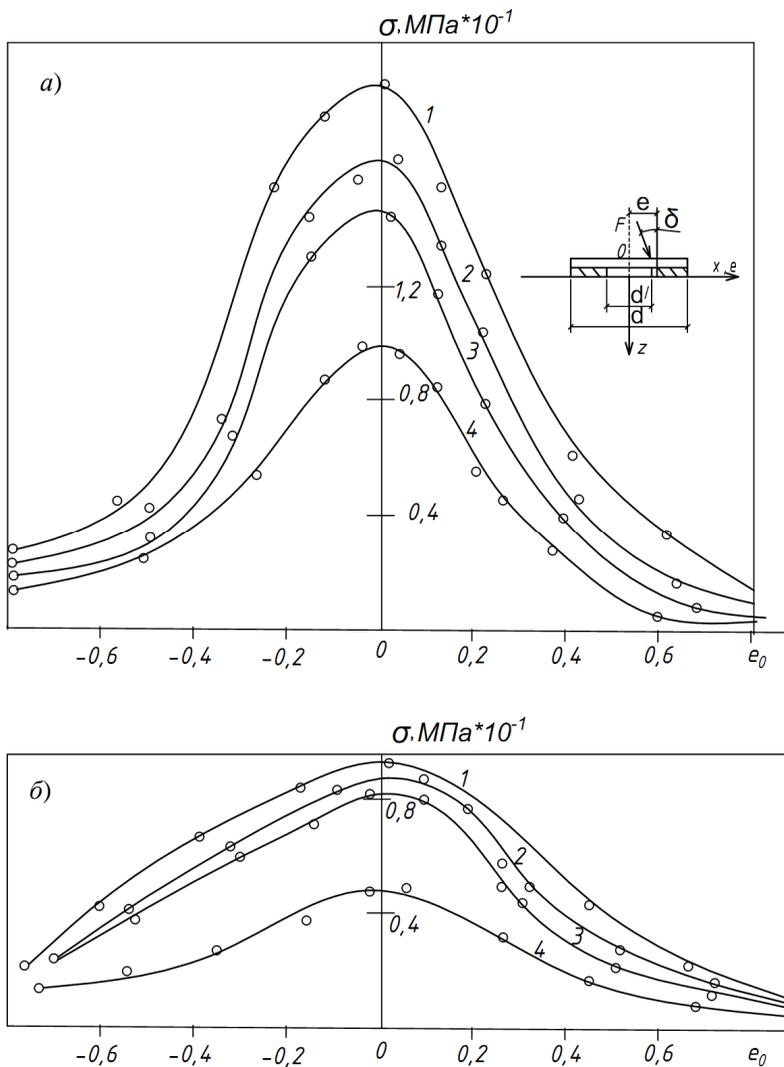


Рис. 4.26. Зависимость разрушающей нагрузки от величины относительного эксцентриситета при $\delta = 7,5^\circ$ (а); $\delta = 15^\circ$ (б) и \bar{d} :
 1 - 0; 2 - 0,2; 3 - 0,4; 4 - 0,6

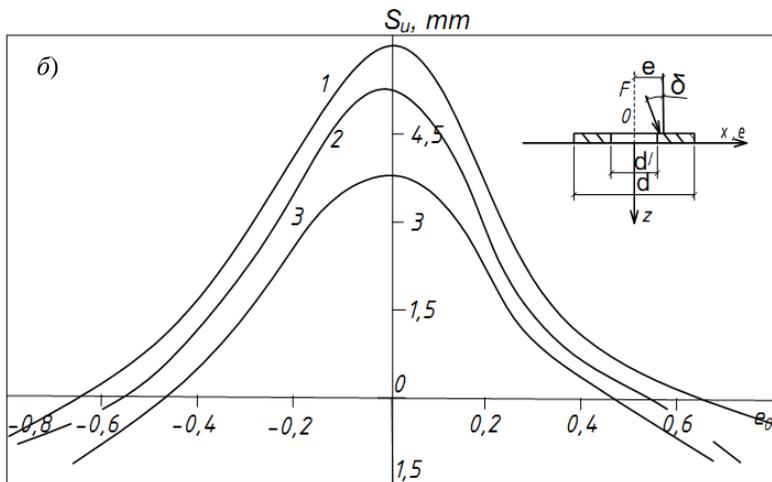
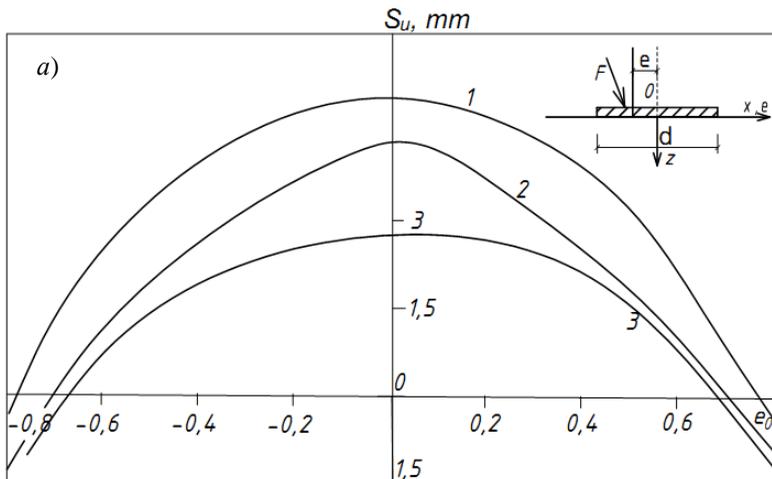


Рис. 4.27. Зависимость предельной осадки от относительного эксцентриситета при $\bar{d} = 0$ (а); $\bar{d} = 0,2$ (б) и δ (град): 1 – 0; 2 – 7,5; 3 – 15°

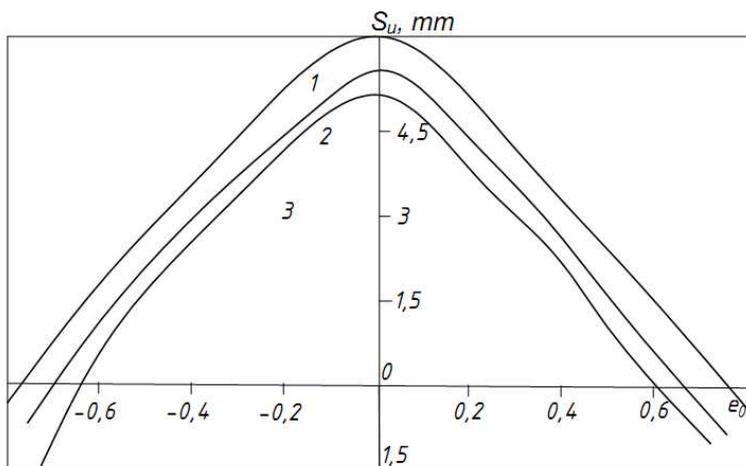
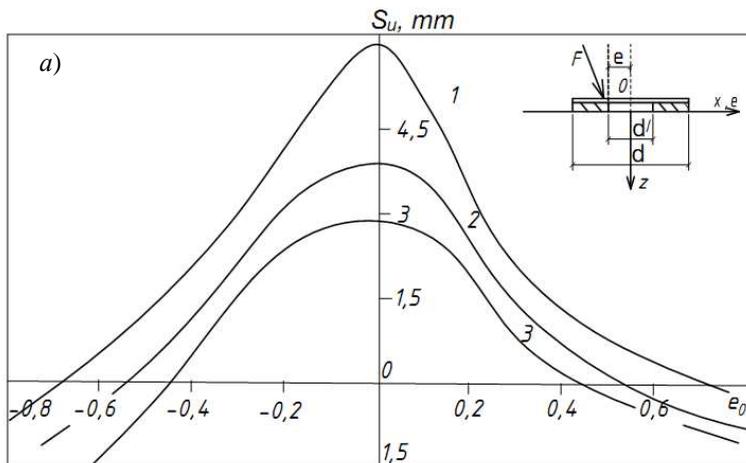
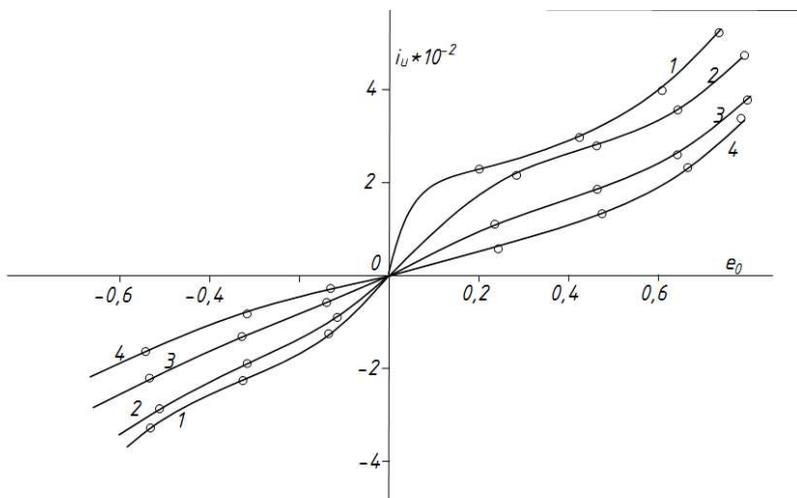
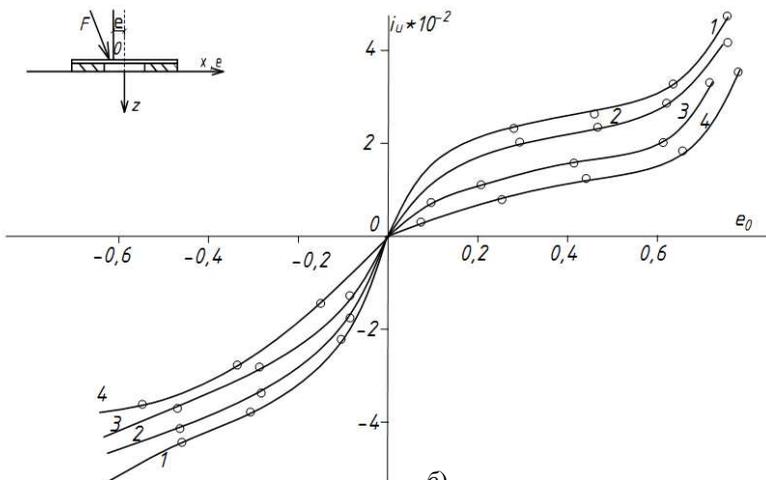


Рис. 4.28. Зависимость предельной осадки от относительного эксцентриситета при $\bar{d} = 0,4$ (а), $\bar{d} = 0,6$ (б) и δ (град):
1 – 0; 2 – 7,5; 3 – 15



a)



б)

Рис. 4.29. Зависимость предельного крена от относительного эксцентриситета при $\delta = 7^\circ 30''$ (а); $\delta = 15^\circ$ (б) и \bar{d} :
1 - 0; 2 - 0,2; 3 - 0,4; 4 - 0,6

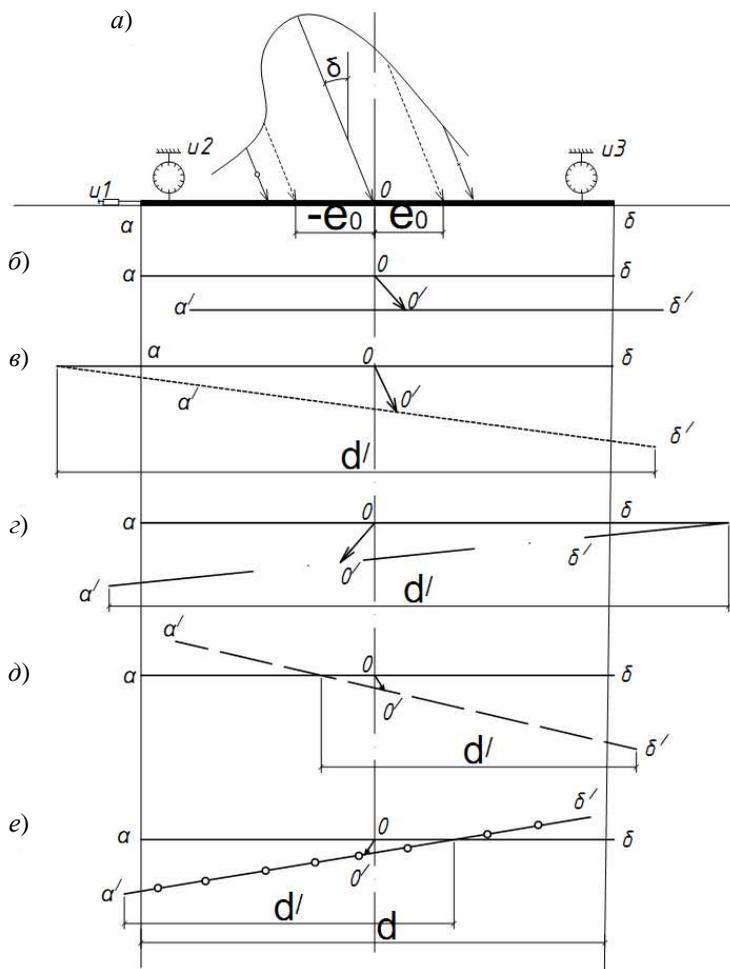


Рис. 4.30. Схема установки приборов для измерения перемещений штампов:
 a – расположение полюса пересечения линий $a\delta$ и $a'\delta'$;
 \bar{b} – в бесконечности; \bar{b} – слева за пределами штампа; \bar{z} – то же справа;
 \bar{d} – в пределах диаметра штампа слева от оси; e – то же справа

точке «а». Отрыв штампа от основания происходит при $\pm e_{0p}$. В зависимости от отношения $e_0/\bar{\delta} - 0,37 < e_{0p} < +0,23$.

Результаты экспериментов представлены в виде зависимости $\bar{d} = f(e_0)$, где $\bar{d} = d'/d$ (рис. 4.31). Функция $\bar{d} = f(e_0)$ имеет вид гиперболических кривых.

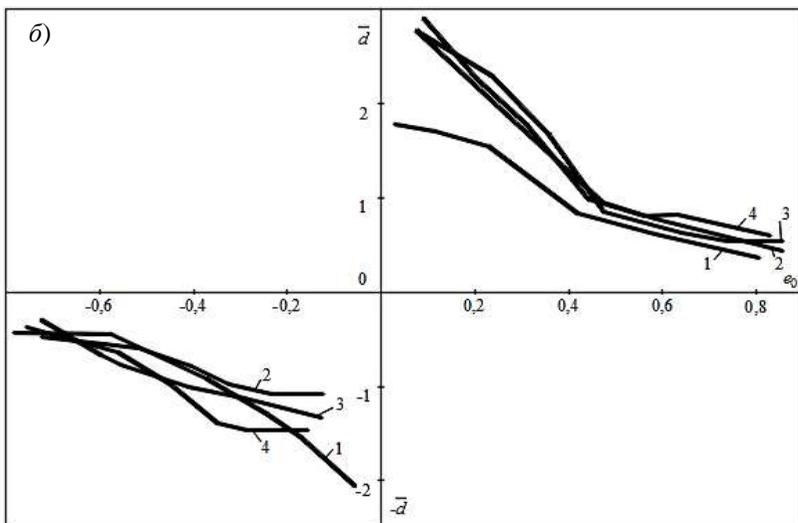
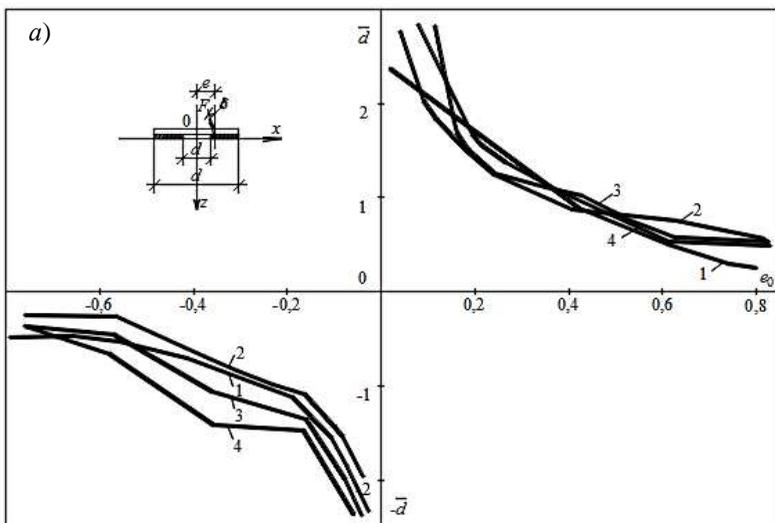


Рис. 4.31. Графики $\bar{d} = f(e_0)$ при $\delta = 7,5^\circ$ (a); $\delta = 15^\circ$ (б) и \bar{d} :
 1 - 0; 2 - 0,2; 3 - 0,4; 4 - 0,6

Размеры областей выпора грунта. Величина разрушающей нагрузки F_u является функцией объема вытесняемого грунта v_u , т.е. $F_u = Av_u^\alpha$, где A и α – экспериментальные коэффициенты.

С уменьшением ширины кольца уменьшались длина и глубина зоны выпора и величина разрушающей нагрузки. При $d = 0$ расстояние B_u от наружного края штампа до границы зоны выпора в среднем составляло $1,3d$. При $d = 0,6$ оно равнялось $0,5d$.

Влияние жесткости фундамента на его перемещения. Картины разрушения и деформирования зависят от соотношения жесткостей грунта E_s , фундамента $E_{sf}I_f$, здания (сооружения) $(EI)_s$, сопряжения фундамента с вышележащими конструкциями $(EI)_{sp}$, а также величины статической пригрузки (F, M, Q) , степени деградации жесткостей.

Проведено несколько экспериментов с разной жесткостью модели фундамента. С уменьшением жесткости точка «к» (рис. 4.31, з) смещается к середине штампа.

Изменение перемещений во времени. Наблюдения за перемещениями проводили в течение 10 суток. На рис. 4.32 приведены результаты двух опытов, выполненных при разных начальных давлениях: 0,048 и 0,0669 МПа.

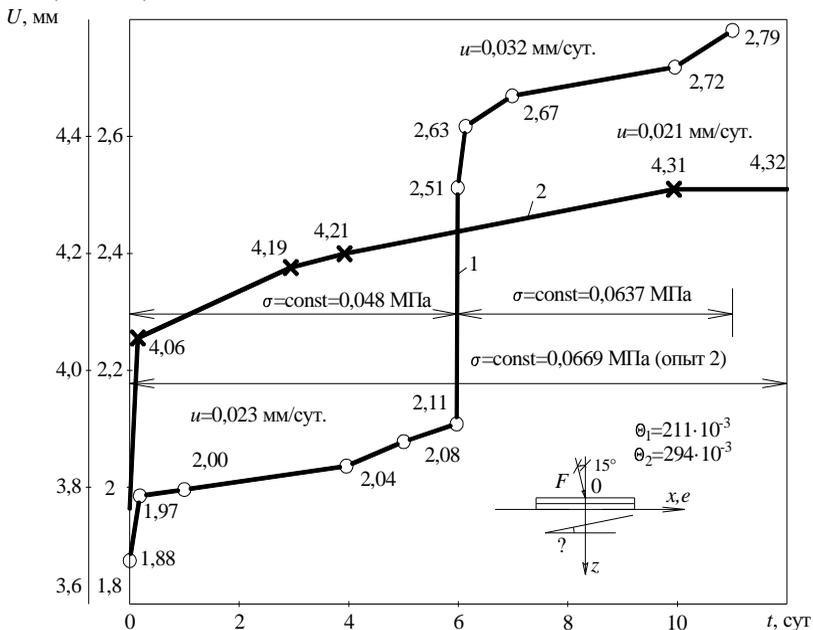


Рис. 4.32. Развитие горизонтальных перемещений штампа с $\bar{d} = 0$ во времени при начальном давлении 0,048 МПа (1) и 0,0669 МПа (2)

В первом опыте через шесть суток нагрузку увеличили до 0,0637 МПа. Средние скорости перемещений при этом возросли с 0,023 до 0,032 мм/сут.

Во втором опыте средние скорости перемещений составили 0,021 мм/сут.

В третьем опыте наблюдения за горизонтальными перемещениями вели в течение 34 суток при $e_0 = 0$, $\delta = 22^\circ 30''$ и $\sigma = 005$ МПа скорости горизонтальных перемещений за 26 суток составили 0,047 мм/сут.

4.4. КОНТАКТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ХАРАКТЕР РАЗРУШЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Контактные напряжения. В [14] приведены результаты численных расчетов эпюр контактных напряжений (рис. 4.33). Для моделирования отрыва фундамента от грунта существуют несколько подходов. По одному способу по контакту вводят специальные контактные элементы. Они являются линейными, имеют деформационные характеристики среды и входят в глобальную матрицу системы. При достижении заданных параметров деформационные характеристики этих контактных элементов резко меняются.

По данным ряда исследователей [12, 20] эпюры контактных напряжений трансформируются с увеличением уровня нагрузки. На всех стержнях нагрузки (рис. 4.34, *a*) от весьма малых до предельных эпюры имели седлообразную форму. При предельной нагрузке седлообразность сохранялась лишь в центральной части. Разница в эпюрах, отмеченная штрихами, характеризует перераспределение контактных напряжений при повторных нагрузках. На рисунке 4.34, *б* показаны графики зависимости напряжений в разных точках штампа от величины среднего напряжения. Установлен факт перехода напряжений в крайевых зонах (σ_1 и σ_2) через максимум.

Характер эпюр контактных напряжений при действии на круглый штамп диаметром 160 см вертикальной внецентренной нагрузки рассмотрен в [20]. Опыты проводили на намывных песках средней крупности и средней плотности ($e = 0,58 \dots 0,68$; $E = 20 \dots 54$ МПа). С увеличением нагрузки характер эпюр для всех принятых эксцентриситетов изменялся незначительно (рис. 4.35).

Максимальная ордината давления грунта находится на расстоянии $(0,5 \dots 0,65)R$ от центра штампа. При $e_0 = 0,33$ происходил отрыв штампа от основания. Характер эпюр давлений ближе соответствовал построенному по решению Винклера. Напряжения в массиве повторяли эпюры контактных давлений до глубины $0,5R$ и далее трансформировались в параболические. Влияние эксцентриситета сказывалось на

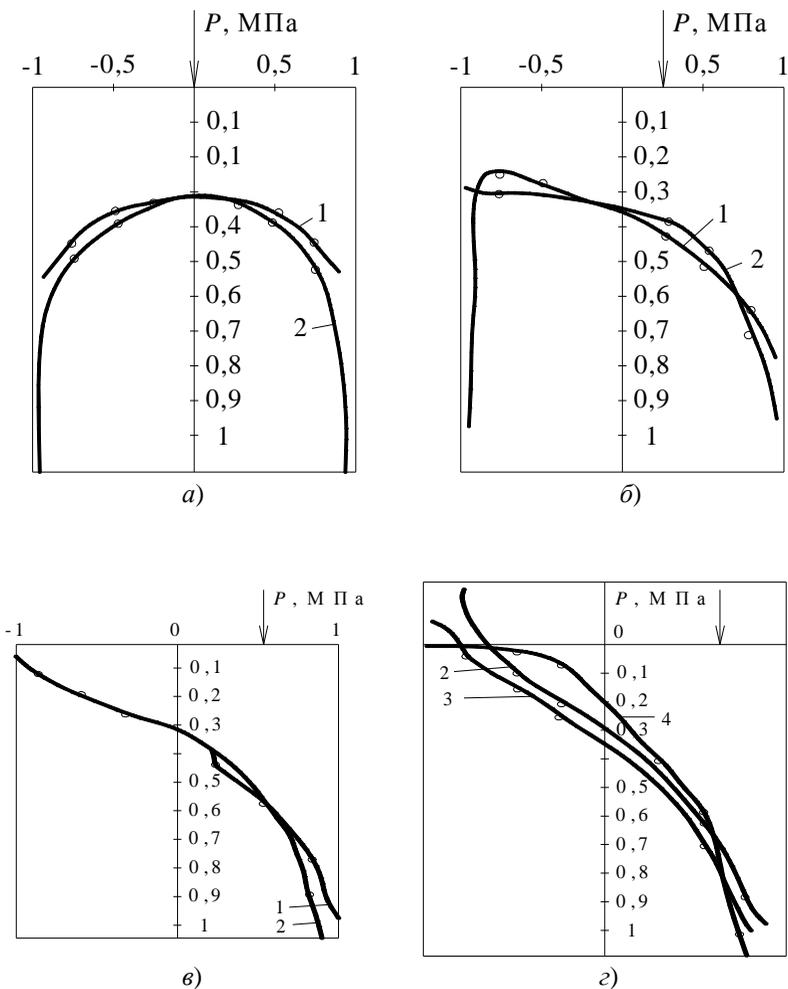


Рис. 4.33. Эпюры контактных давлений при приложении к жесткому штампу центральной силы (а) и внецентральной при $e_0 = 0,125$ (б); $e_0 = 0,25$ (в) и $e_0 > 0,25$ (г):
 1 – МКЭ; 2 – точное решение; 3 – МКЭ без отрыва; 4 – МКЭ с отрывом

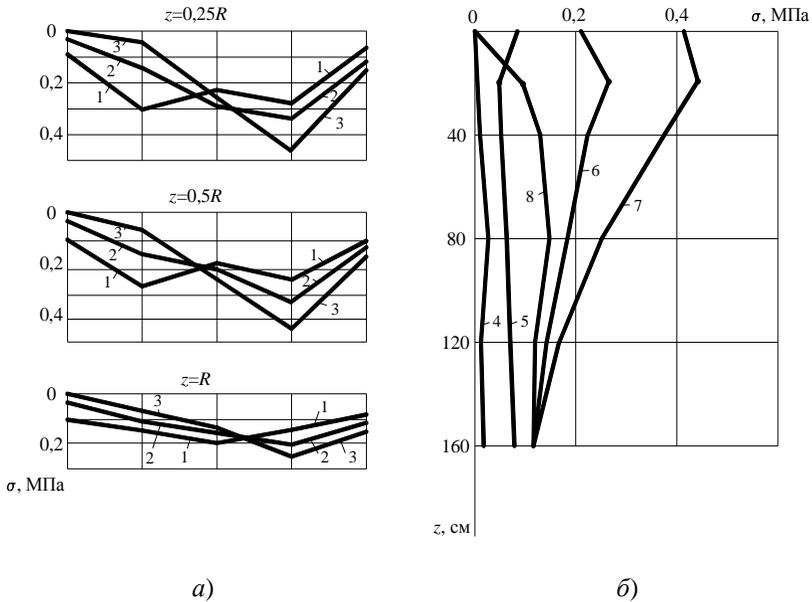


Рис. 4.34. Эпюры нормальных напряжений:

a – по горизонтальным сечениям; *б* – по вертикальным $e_0 = 0,33$ при $\rho = 0,2$ МПа; 1 – $e_0 = 0$; 2 – $e_0 = 0,25$; 3 – $e_0 = 0,33$; 4 – $x = -1$; 5 – $x = -0,5$; 6 – $x = 0$; 7 – $x = 0,5$; 8 – $x = 1$

глубину одного диаметра. Около 75...90% осадки штампа приходилось на слой грунта, равный диаметру штампа.

Очертание эпюр контактных напряжений в опытах со штампами круглой формы при действии вертикальной внецентренной нагрузки показано в [10]. Опыты проводили на маловлажном песчаном основании ($\omega = 0,04$; $\rho = 1,7$ г/см³).

Эпюры касательных напряжений получены Ю. Н. Мурзенко [12] (рис. 4.36). Поверхность с $r_{zr} = 0$ по очертанию близка к форме уплотненного ядра. По подошве штампа возникают касательные напряжения противоположных напряжений. В центральной области штампа радиусом до $0,2d$ они направлены к оси штампа, вне этой области – к его краям. С ростом нагрузки эти области изменяют свои размеры.

В [4] описаны результаты экспериментальных исследований по определению нормальных контактных напряжений под прямоугольными жесткими и гибкими фундаментами при первичных и повторных нагружениях.

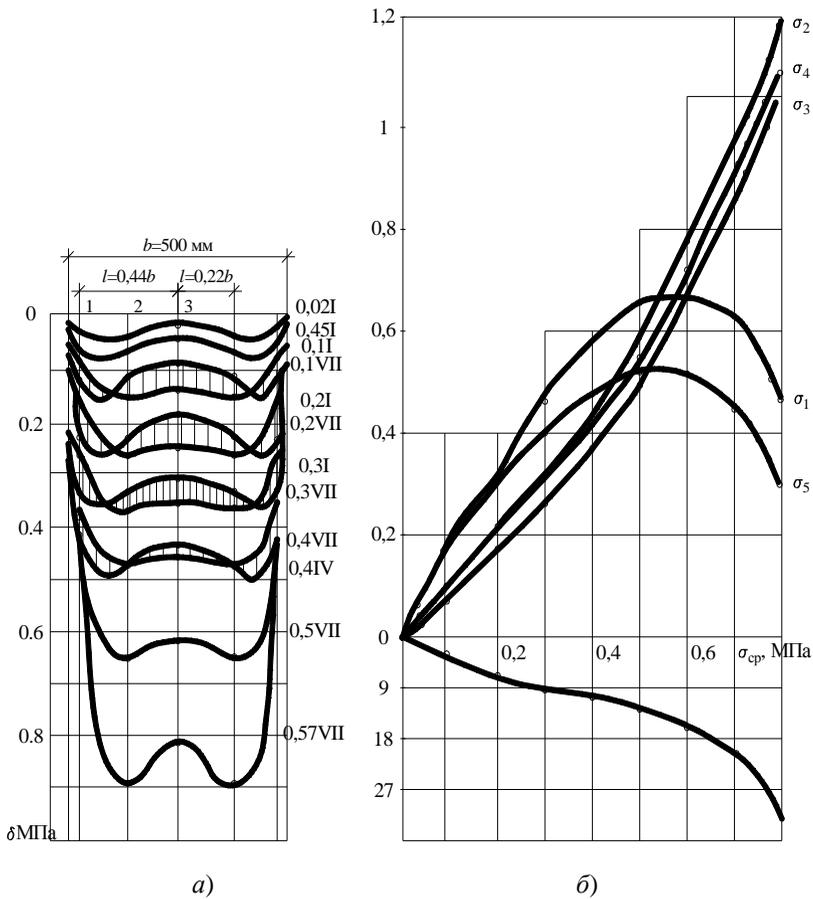


Рис. 4.35. Изменение формы эпюр нормальных контактных напряжений под жестким квадратным штампом при повторном (заштриховано) и ступенчато-возрастающем нагружении (а); совмещенный график напряженного состояния основания по контактной поверхности и осадок основания (б)

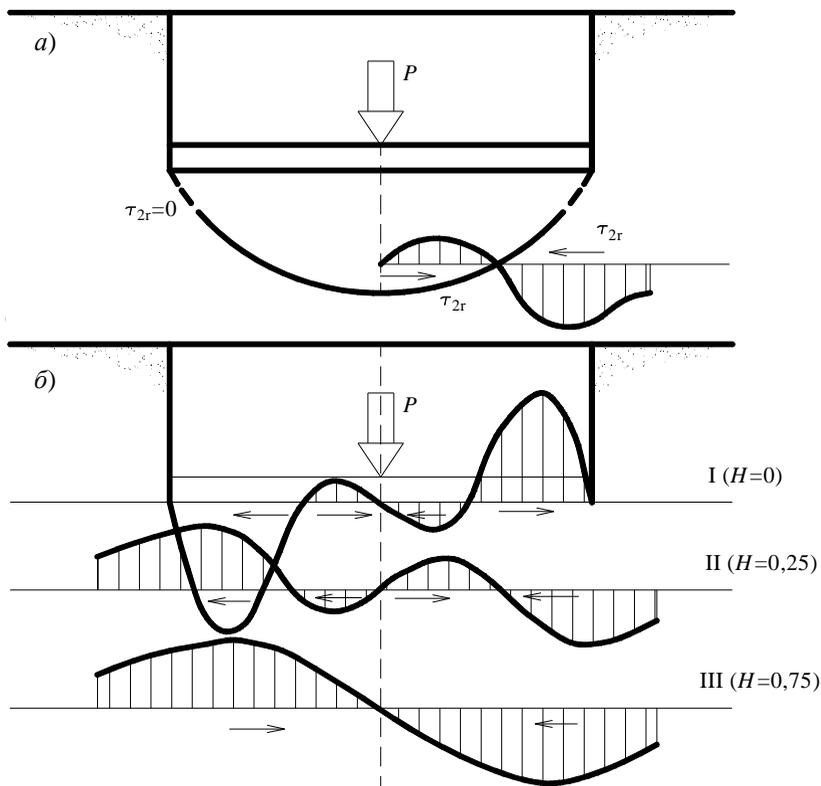


Рис. 4.36. Эпюры касательных напряжений, измеренных при осесимметричном нагружении песчаного основания:
a – форма с нулевыми значениями r_{zr} ; *б* – эпюры r_{zr} по контакту и горизонтальным створам в массиве песчаного основания

Опыты с жесткими плитами размером $3 \times 0,6$ м проводили на песке средней крупности при $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ и $\omega = 0,04$. Песок засыпали в лоток рейфером с высоты 4 м. Трансформации эпюр контактных давлений по ширине фундамента не наблюдали. Эпюры были ближе к прямоугольным с небольшой концентрацией у краев. При повторных нагружениях эпюры оставались такими же, как и при первичном.

Эксперименты с гибкими железобетонными плитами размером $2,1 \times 2,1 \times 0,12$ м проводили на послойно уплотненном до $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$

песчаном основании и засыпанном с высоты 4 м с помощью рассеивающего устройства при $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$. При первичном нагружении наблюдали увеличенные контактные напряжения под центром плиты и уменьшенные около краев (рис. 4.37, а, в). При повторном нагружении напряжения увеличиваются у краев, что приводит к росту максимальных изгибающих моментов в плитах. Загрузка плиты до $N = 450 \text{ кН}$ (рис. 4.37, в) не вызвала существенных повреждений, при повторной загрузке до $N = 450 \text{ кН}$ плита разрушалась. После первичного нагружения между серединой плиты и грунтом образовался зазор. При повторном нагружении плита сначала опирается по краям.

Краевая нагрузка передавалась через два жестких штампа у противоположных краев плиты (рис. 4.37, б), угловая – через два жестких штампа у противоположных углов (рис. 4.37, г). Контактные напряжения под краями плит при повторном нагружении меньше, чем при первичном.

Эксперименты с плитой размером $21 \times 7 \times 0,25 \text{ м}$ проводили на естественном основании. Различие в контактных напряжениях при первичном и повторном нагружении не исчезло с увеличением числа повторных нагружений (рис. 4.37, д, е).

Характер разрушения круглых штампов. Формы разрушения приведены в [9, 26] (рис. 4.38, 4.39).

Нами проведены опыты по выявлению схем разрушения плит из цементного раствора 100. Штампы располагали на поверхности основания из воздушно-сухого песка, послойно уплотненного до $\rho = 1,58 \text{ г/см}^3$. Нагрузку передавали через металлические круглые жесткие штампы разных диаметров (рис. 4.40).

Сопряжение колонны с фундаментом часто принимают стаканым. Расчет его сводится к проверке продавливания, раскалывания и среза. Раскалывание сопровождается образованием сквозных трещин от совместного действия момента и распорных сил. Нагрузка раскалывания зависит от последовательности появления распора и трещин (Б.Ж., 1988, № 8). Распор препятствует образованию нижних трещин. Часто разрушение происходит от среза бетона замоноличивания.

Дважды анализировались случаи разрушения стаканного сопряжения вследствие разрушения бетона замоноличивания и продавливания дна стакана.

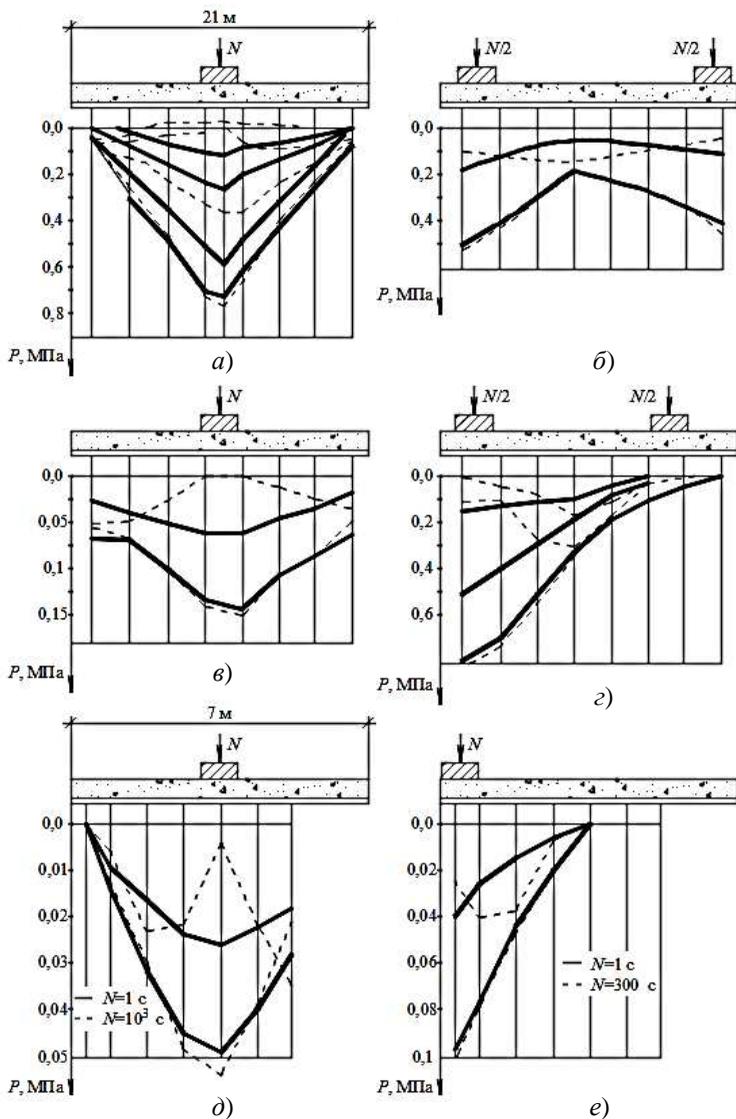


Рис. 4.37. Контактные напряжения под гибкими железобетонными плитами размером $2,1 \times 2,1 \times 0,12$ м (а – в) и $2,1 \times 1,7 \times 0,25$ м (д, е):
 а – центральное нагружение $N = 101, 202, 504, 701$ кН; в – $N = 138, 312$ кН;
 д – $N = 500, 600$ кН; б, е – краевое нагружение: б – $N = 230, 662$ кН;
 е – $N = 200, 400$ кН; г – угловое нагружение $N = 108, 312, 613$ кН

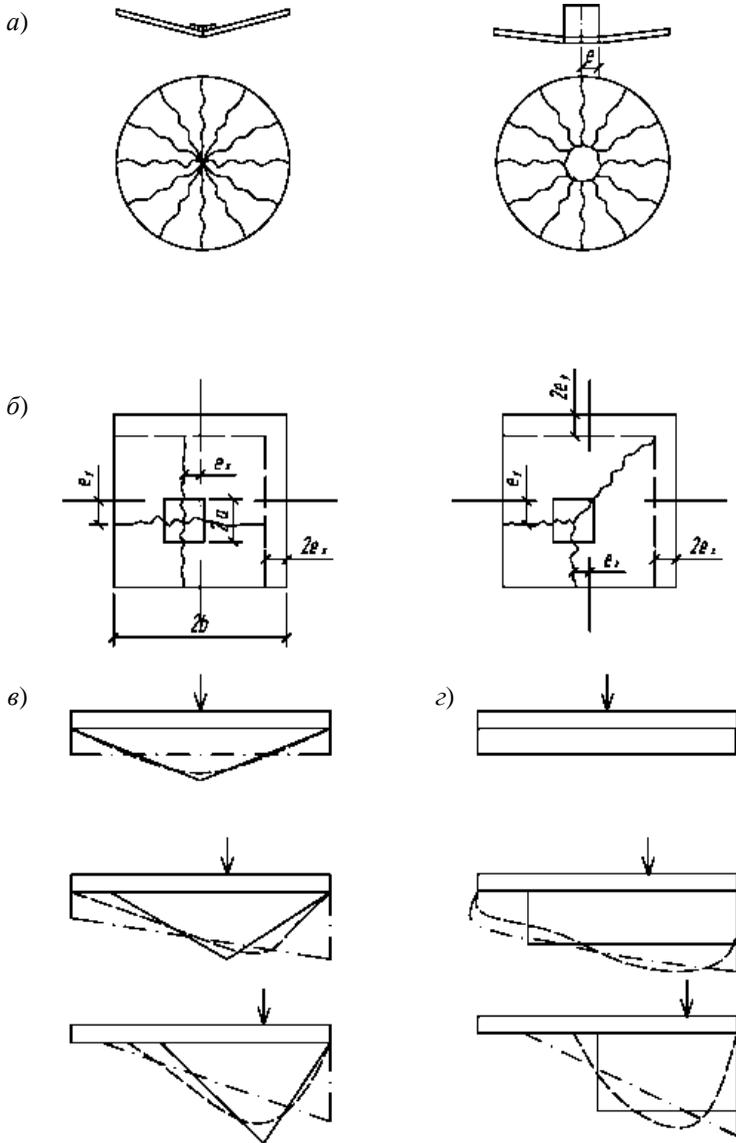


Рис. 4.38. Схемы разрушения круглых (а) и квадратных (б) плит на песке или глине; эпюры контактных давлений на песке (в) и глине (г): теоретическая – сплошная линия; фактическая – пунктир; условно-принимаемая – штрихпунктир

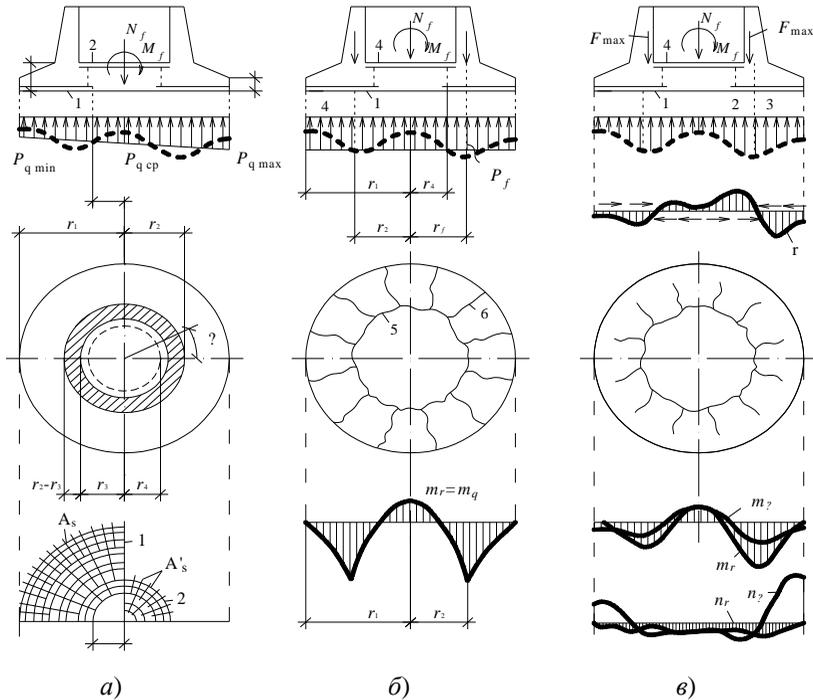


Рис. 4.39. К расчету размеров фундаментной плиты (а) и подбору ее арматуры по методу предельного равновесия (б) и по нелинейному расчету (в):

- 1 – арматура нижней сетки; 2 – то же верхней;
- 3 – кольцевая трещина; 4 – то же радиальная;
- 5 – кольцевой пластический шарнир; 6 – то же радиальный;
- m_z – изгибающий момент на единицу длины; n_z – то же нормальная сила;
- m_ϕ – окружной изгибающий момент на единицу длины;
- n_ϕ – то же продольная сила

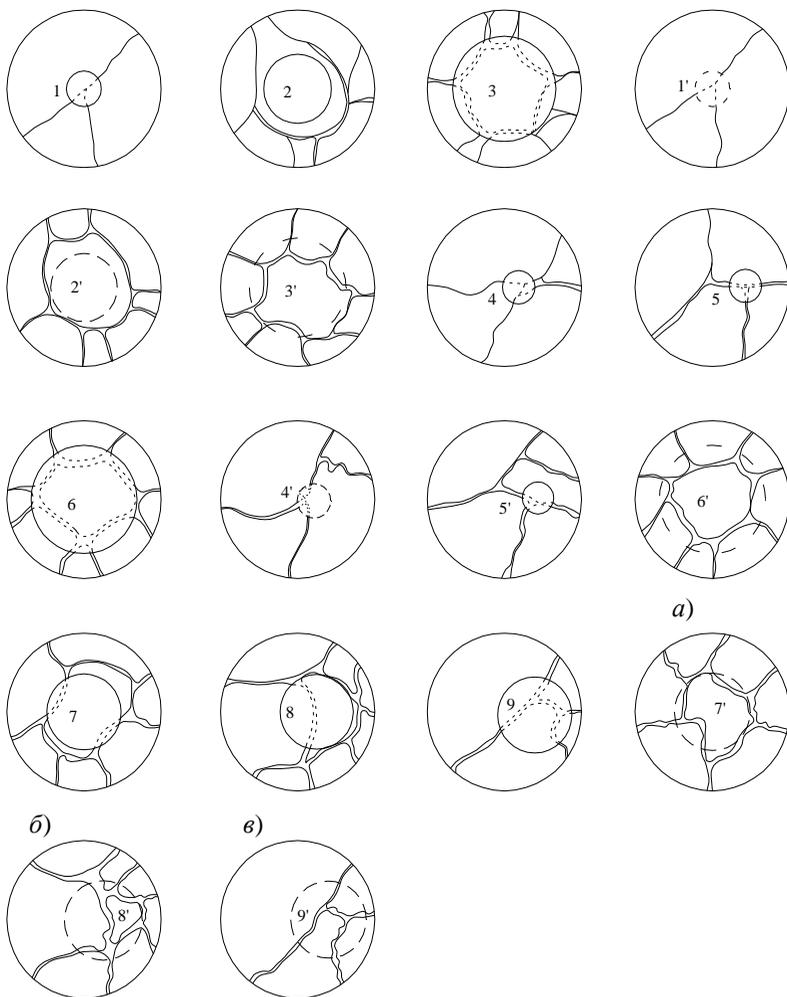


Рис. 4.40. Схемы трещин в центральной плите диаметром 20 см и толщиной 2 см при передаче нагрузки через жесткий стальной штамп.

Цифры без штрихов соответствуют схеме трещин сверху плиты, со штрихами снизу плиты:

1, 1'; 2, 2'; 3, 3' – при $\delta = e_0 = 0$, $\bar{d} = 0,2$, $\bar{d} = 0,4$ и $\bar{d} = 0,6$ соответственно;

4, 4'; 5, 5' – при $\delta = 0$, $\bar{d} = 0,2$, $e_0 = 0,2$ и $0,4$ соответственно;

6, 6' при $\delta = 15^\circ$, $e_0 = 0$, $\bar{d} = 0,6, 0,7$;

8, 8'; 9, 9' – при $\bar{d} = 0,4$, $\delta = 15^\circ$; $e_0 = 0; 0,2$ и $0,4$ соответственно

4.5. ДЕФОРМАЦИЯ ОСНОВАНИЯ КРУГЛЫХ И КОЛЬЦЕВЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Определению деформации и несущей способности основания, круглых и кольцевых фундаментов сооружений башенного типа (дымовые трубы, водонапорные башни и т.д.) посвящено достаточно много работ. Однако до настоящего времени в нормативной литературе нет рекомендаций по определению деформаций основания для кольцевых фундаментов, что приводит к необходимости продолжения экспериментальных и теоретических исследований, поиску новых эффективных конструктивных решений.

В работе приведены результаты экспериментальных исследований осадки опытных фундаментов с подошвой круглой и кольцевой формы с одинаковой площадью контакта на сильно сжимаемом основании. Показано, что при равных контактных давлениях с уменьшением ширины кольца снижается глубина зоны деформации, а, следовательно, и осадка фундамента.

В работе рассмотрена задача по определению вертикальных напряжений и перемещений оснований конечной толщины от действия на его поверхности, равномерно распределенной по площади кольца нагрузки. Отмечено, что при одной и той же нагрузке осадки круглого и кольцевого штампов при $r/R \leq 0,6$ (где r – внутренний; R – наружный радиус штампа) практически одинаковы. Испытания проводили на песчаном и глинистом водонасыщенном основаниях трех моделей с одинаковой площадью контакта круглой и кольцевой формы с максимальным радиусом 43 мм. На основании проведенных экспериментов и определения зависимости средней осадки от отношения r/R , предполагая полупространство упругим, изотропным и используя метод Бубнова–Галеркина, была приведена таблица коэффициентов для определения осадки кольцевых штампов.

В работе предполагается решение контактной задачи по определению оптимальных геометрических размеров фундаментов сооружений башенного типа, которое базируется не только на ограничениях по деформациям основания, но и учитывается система силовых ограничений. Для основания приняты линейные модели: Винклера с переменным по радиусу плиты коэффициентом постели, полупространства и слоя.

Представляет интерес разработка новых конструктивных решений плитной части круглых и кольцевых фундаментов, например фундаменты с наклонной консольной частью.

Для проведения экспериментальных исследований были изготовлены 12 железобетонных моделей (из класса бетона на осевое сжатие

В15) круглых и кольцевых фундаментов с одинаковой площадью контакта и отношением d/D , равным 0; 0,2; 0,4 при высоте штампа, равного 50 мм. По классификации железобетонные модели фундаментов считаются абсолютно жесткими (показатель гибкости $s < 0,5$). Штампы армировались сварными сетками из арматуры класса В500 диаметром 4 мм. Отношение вылета консоли t к наружному диаметру штампа изменялось в интервале $t/D = 0,1; 0,2; 0,3^\circ$. Угол наклона консольного свеса к горизонтальной плоскости был принят на этапе исследований постоянным для всех моделей и равным 30° .

Испытания проводились в металлическом лотке с размерами $2000 \times 2500 \times 1500$ мм. Основанием служили увлажненный ($\omega = 10\%$) пылеватый песок, послойно уплотненный до $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ($c = 5 \text{ кПа}$, $\varphi = 29^\circ$).

Просеянный песок отсыпали слоями по 10 см и уплотняли металлической трамбовкой. Требуемая плотность основания достигалась определенным числом ударов трамбовки по одному следу. После каждого эксперимента песок убирали на глубину 1,5...2 диаметра модели ниже подошвы и укладывали заново.

На предварительно уплотненный грунт устанавливалась железобетонная модель. На модель укладывался жесткий металлический диск толщиной 10 мм для более равномерной передачи давления. Нагрузка на штампы создавалась с помощью гидравлического домкрата и доводилась до разрушения основания. Контроль усилия осуществлялся с помощью образцового динамометра на сжатие (ДОС-5), установленного на домкрате. Для измерения осадки штампа использовались индикаторы часового типа (ИЧ-10) с ценой деления 0,01 мм, укрепленные на реперной раме. Осевая вертикальная нагрузка передавалась на штамп ступенчато по 0,1 от предполагаемой максимальной нагрузки, с выдержкой на каждой ступени до наступления условной стабилизации перемещений.

На рисунке 4.41. представлены схемы нагружения вертикальной центрально и внецентренно приложенной нагрузкой.

На рисунке 4.42 представлены геометрические размеры и форма круглых и кольцевых плоских и с наклонными консолями штампов.

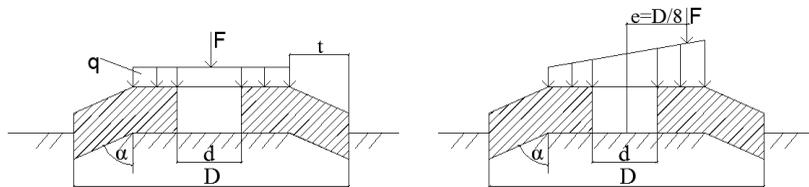


Рис. 4.41. Схема нагружения штампов вертикальной нагрузкой

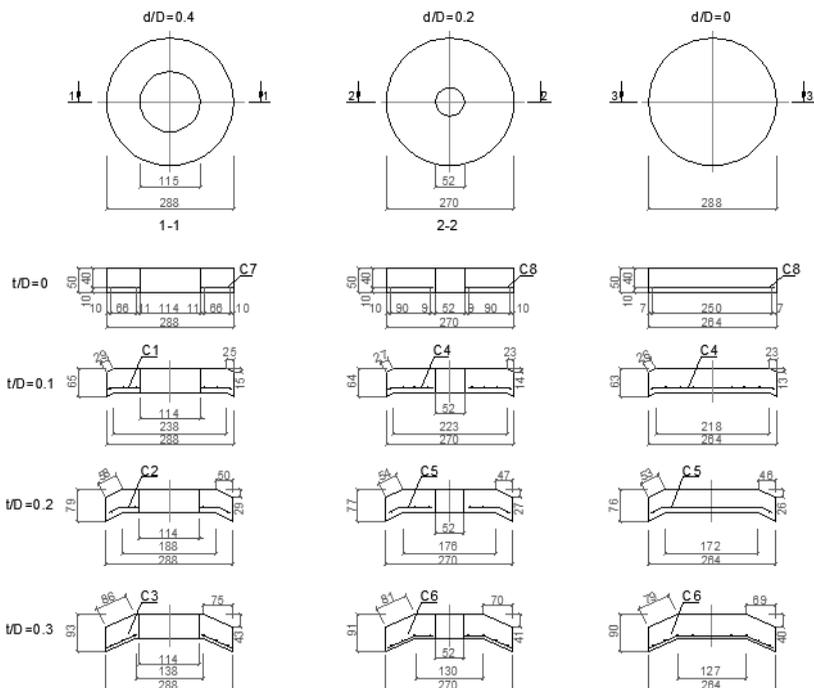


Рис. 4.42. Форма и геометрические размеры круглых и кольцевых, плоских и с наклонными консолями штампов

На рисунке 4.43 показаны графики зависимости несущей способности основания от отношения t/D при центральном нагружении вертикальной осевой нагрузкой.

Применение наклонных консолей приводит к существенному увеличению несущей способности основания в диапазоне рассмотренных отношений d/D за счет создания стесненных поперечных деформаций в контактной области. Наибольшую несущую способность при центральном нагружении имеет штамп с соотношением $d/D = 0,4$ и с относительным вылетом консоли, равном $t/D = 0,15 \dots 0,2$. Максимальное увеличение несущей способности по отношению к базовым моделям составляет около 50%.

Для определения оптимального угла наклона консольного вылета было изготовлено дополнительно 12 фибробетонных штампов со следующими параметрами: отношение $t/D = 0,2$ и углом наклона консольного «вылета» к горизонтали α , равным 0; 15; 30; 45°. Размеры штампов в плане составляли: 1) $d = 0$, $D = 100$ мм; 2) $d = 20$ мм, $D = 102$ мм;

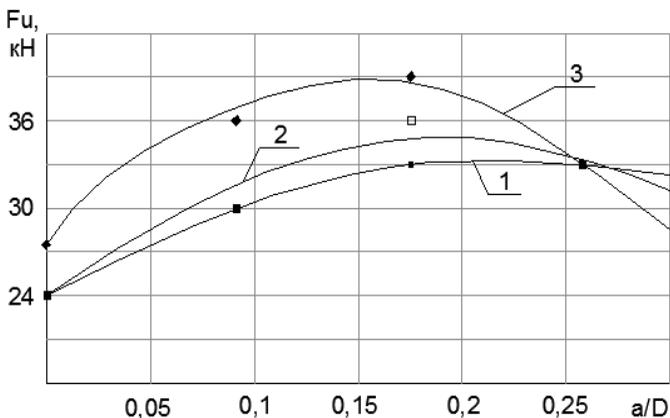


Рис. 4.43. Графики зависимости несущей способности основания от отношения t/D при центральной нагрузке для штампов с отношением d/D : 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4

3) $d = 44$ мм, $D = 109$ мм. Испытания проводили в пространственном лотке с размерами $1700 \times 950 \times 800$ мм, оснащенный рычажной системой нагружения с передаточным числом 1:10.

На рисунке 4.44 показаны графики зависимости несущей способности основания от угла наклона консольного свеса при центральном нагружении вертикальной нагрузкой.

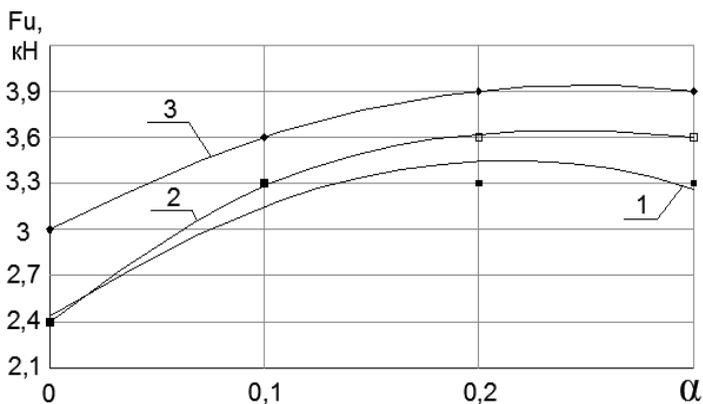


Рис. 4.44. Графики зависимости несущей способности основания от угла наклона консольного свеса при центральном приложенной вертикальной нагрузке и отношении d/D , равном: 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4

Наиболее оптимальный диапазон изменения угла наклона к горизонтали плитной части моделей фундамента составлял $30...45^\circ$. Как и в предыдущей серии экспериментов, наибольшую эффективность по несущей способности показал штамп с отношением внутреннего диаметра к внешнему $0,4$.

На рисунке 4.45 представлены графики зависимости осадки штампов от наклонной центрально приложенной нагрузки для плоского и штампа с наклонными консолями с отношением $d/D = 0,4$.

Анализ графиков показал, что применение наклонных консолей для штампа с отношением $d/D = 0,4$ позволяет значительно уменьшить осадку штампов, определенную по нагрузке, равную разрушающей нагрузке плоских штампов в диапазоне рассматриваемых углов наклона нагрузки к вертикальной оси, равной $0...15^\circ$.

На рисунке 4.45 показаны графики зависимости несущей способности песчаного основания от наклона нагрузки к вертикали для плоского и штампов с наклонными консольными свесами при отношении $d/D = 0; 0,2; 0,4$ при действии центральной нагрузки ($a, в, д$) и внецентренной ($б, з, е$).

Применение наклонных консолей приводит к увеличению несущей способности песчаного основания в $1,3 - 2$ раза, в рассматриваемом диапазоне угла приложения наклонной нагрузки $\beta = 0...15^\circ$ для штампов с отношением $d/D = 0...0,4$ при действии не только вертикальной, но и центральной или внецентренной нагрузки.

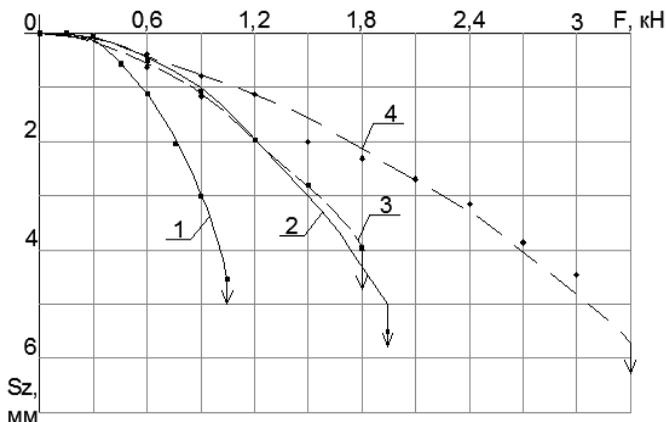


Рис. 4.45. Графики зависимости осадки штампов от действия наклонной центрально приложенной нагрузки для плоского и штампа (1) $\beta = 7,5^\circ$; (2) $\beta = 15^\circ$ и для штампа с наклонными консолями (3) $\beta = 7,5^\circ$; (4) $\beta = 15^\circ$

4.6. ВЛИЯНИЕ ВЛАЖНОСТИ ОСНОВАНИЯ И УСЛОВИЯ ПЕРЕДАЧИ НАГРУЗКИ НА ОСАДКУ КРУГЛЫХ И КОЛЬЦЕВЫХ ШТАМПОВ С ОДИНАКОВОЙ ПЛОЩАДЬЮ КОНТАКТА

Круглые и кольцевые фундаменты широко используются в специальных инженерных сооружениях башенного типа: дымовые трубы, водонапорные и телевизионные башни и др. Стоимость фундаментов составляет (30...40%) от общей стоимости сооружения и поэтому вопросы, связанные с уменьшением материалоемкости, являются актуальными.

В литературе достаточно много материала, связанного с расчетом осадки круглых и кольцевых штампов при различных грунтовых условиях. Анализ литературных данных указывает на значительный разброс экспериментальных данных, а иногда и на их противоречивость.

Данная работа посвящена экспериментальным исследованиям влияния условия передачи нагрузки на штамп и влажности основания на осадку и несущую способность круглых и кольцевых штампов с одинаковой площадью контакта.

Для проведения экспериментальных исследований было изготовлено пять образцов кольцевых штампов из тяжелого мелкозернистого бетона класса В10 с одинаковой площадью контакта, но разным отношением d/D (где D – наружный диаметр штампа; d – внешний): $d/D = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; h = 50$ мм.

Размеры штампов:

- 1) $d = 0$ мм, $D = 264$ мм;
- 2) $d = 52$ мм, $D = 270$ мм;
- 3) $d = 115$ мм, $D = 288$ мм;
- 4) $d = 198$ мм, $D = 330$ мм;
- 5) $d = 352$ мм, $D = 440$ мм.

Штампы армировались сварными сетками из арматуры класса Вр-I диаметром 4 мм. Арматура располагалась равномерно по площади штампа в радиальном и окружном направлениях.

Испытания проводили в лотке с размерами $2 \times 2,5 \times 1,5$ м. Нагрузку передавали с помощью гидравлического домкрата, контроль усилия осуществлялся с помощью образцового динамометра на сжатие (ДОС-5).

Осадка штампа определялась по показаниям двух индикаторов часового типа (ИЧ-10) с ценой деления 0,01 мм. Нагрузка производилась ступенчато по 0,2 от максимальной нагрузки, с выдержкой по 10 мин на каждой ступени. Нагрузка прикладывалась центрально. Эксперименты проводились на маловлажном ($\omega = 0,025\%$) и увлажненном ($\omega = 10\%$) песчаном основании (где ω – влажность основания).

На рисунке 4.46 представлены графики зависимости осадки штампов от центральной нагрузки, приложенной через сплошной жесткий диск, для маловлажного и увлажненного основания.

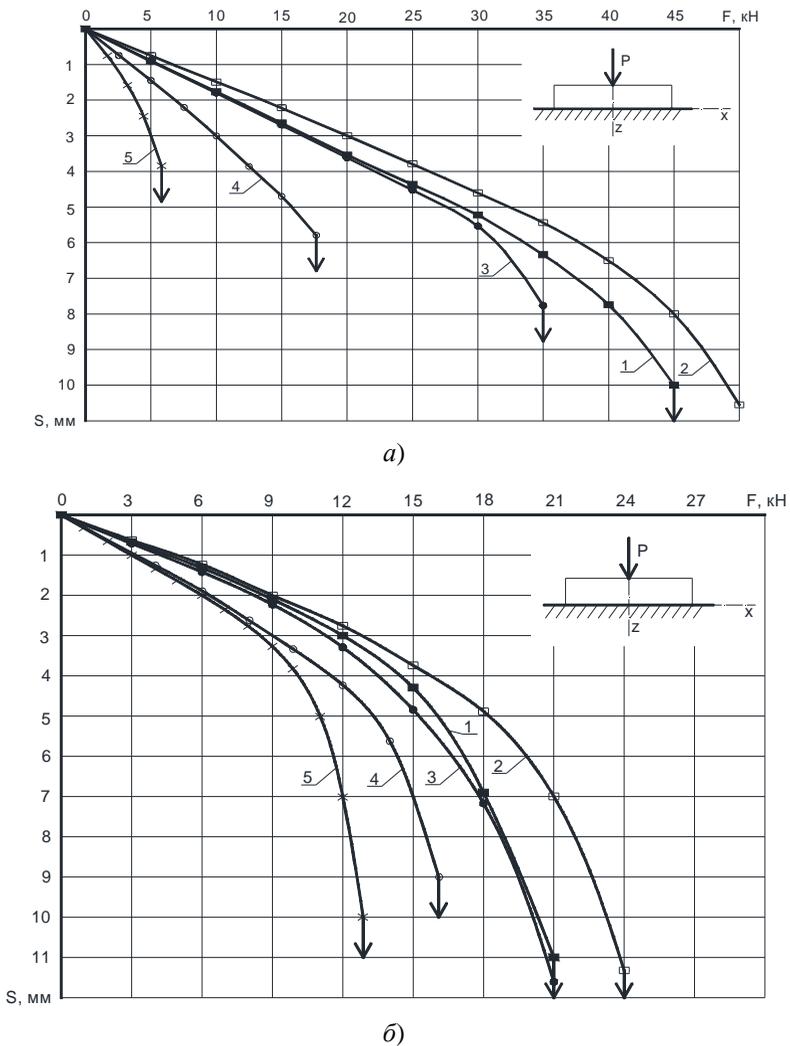


Рис. 4.46. Зависимость осадки штампов с одинаковой площадью контакта от центральной нагрузки, приложенной через сплошной жесткий диск: влажность песчаного основания, %: а – 0,025; б – 10; d/D : 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4; 4 – 0,6; 5 – 0,8

Из графиков на рис. 4.46, *a* и *б* видно, что сплошной штамп $d/D = 0$ и кольцевой $d/D = 0,4$ имеют практически равную осадку, а наиболее оптимальным с точки зрения осадки является штамп с соотношением $d/D = 0,2$. При изменении отношения d/D от 0,2 до 0,8 наблюдается снижение несущей способности основания.

На рисунке 4.47 представлены графики зависимости несущей способности основания F от отношения d/D при центральном нагружении через сплошной жесткий диск.

Совмещенные графики несущей способности маловлажного и увлажненного основания (рис. 4.47) показывают падение несущей способности увлажненного основания в диапазоне отношений $d/D = 0 \dots 0,6$. Так для отношений $d/D = 0$ и $d/D = 0,2$ несущая способность грунта уменьшается более чем в 2 раза. При отношении $d/D > 0,6$ наблюдается преобладание несущей способности влажного основания по отношению к «сухому». При отношении $d/D = 0,8$ несущая способность влажного основания больше «сухого» почти в 2 раза.

На рисунке 4.48 представлены графики зависимости осадки штампов от центральной нагрузки, приложенной через кольцо. Кольцевая нагрузка прикладывалась через оснастку: для кольцевого штампа – посередине кольца, а для сплошного штампа – на расстоянии $1/3$ от края.

Передача усилия на штампы через кольцевую оснастку приводит в основном к увеличению несущей способности основания по сравне-

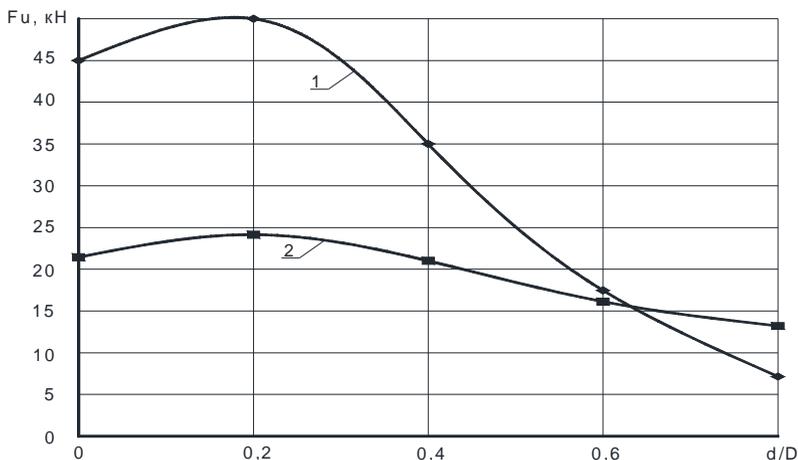
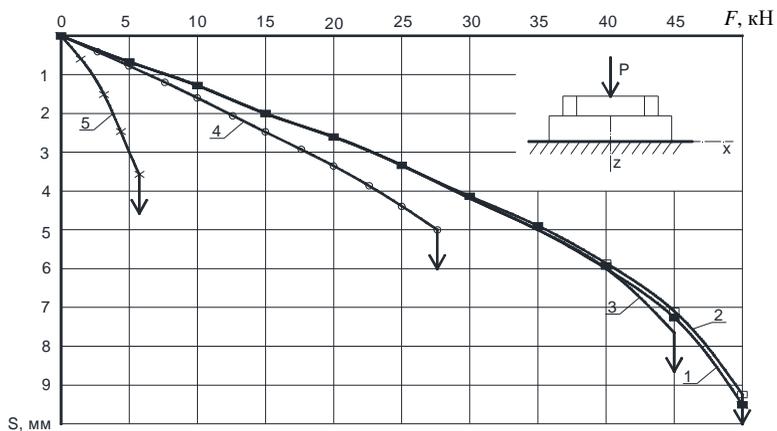
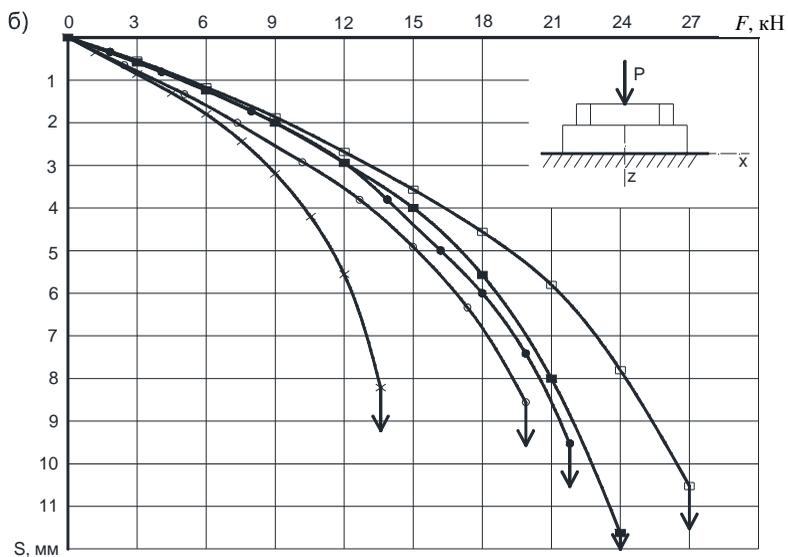


Рис. 4.47. Зависимость несущей способности основания от отношения d/D при центральном нагружении через сплошной жесткий диск:
влажность основания, %: 1 – 0,025; 2 – 10



a)



б)

Рис. 4.48. Зависимость осадки штампов с одинаковой площадью контакта от центральной нагрузки, приложенной через кольцо:
 влажность основания, %: $a - 0,025$; $b - 10$;
 d/D : 1 - 0; 2 - 0,2; 3 - 0,4; 4 - 0,6; 5 - 0,8

нию с передачей усилия через жесткий диск: для сухого основания в 1,1 – 1,6 раз; для влажного основания увеличение менее заметно – в 1,1 – 1,25 раза.

На рисунке 4.49 представлены графики зависимости несущей способности основания F от отношения d/D при центральном нагружении через кольцевую оснастку.

Наиболее предпочтительными являются штампы с соотношением $d/D = 0...0,2$ в «сухом» и 0,2 во влажном основании. С увеличением $d/D = 0,2...0,8$ наблюдается устойчивое уменьшение несущей способности обоих оснований.

Тенденция изменения несущей способности в «сухом» и «влажном» основаниях полностью повторяются как при передаче через жесткий диск (рис. 4.47), так и через кольцевую оснастку (рис. 4.49). Отличие состоит только в увеличении точки нулевой эффективности: для передачи усилия через жесткий штамп эта точка находится при $d/D \approx 0,6$, а при передаче через кольцевую оснастку – при $d/D \approx 0,7$.

Выводы: увеличение влажности приводит в широком диапазоне отношений $d/D = 0...0,6; 0,7$ к снижению несущей способности основания. Передача усилия через кольцевую оснастку в основном приводит к увеличению несущей способности основания: сухого в 1,1 – 1,6 раз, влажного в 1,1 – 1,25 раза. При больших значениях $d/D \approx 0,8$ влажность увеличивает несущую способность основания.

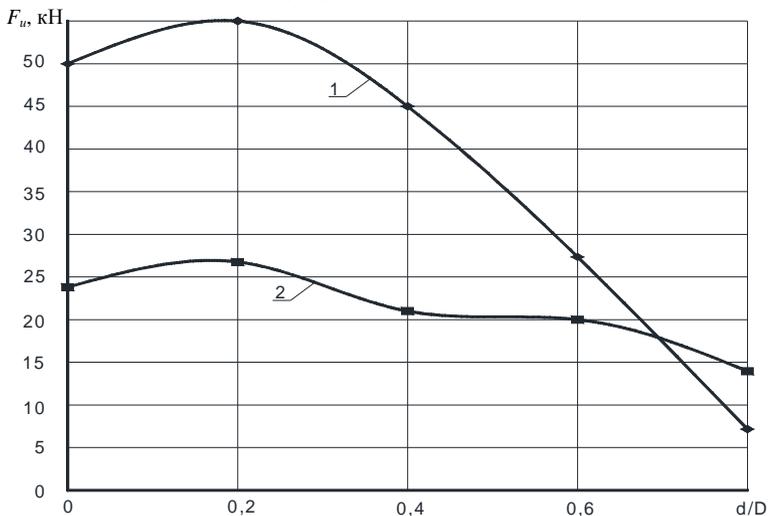


Рис. 4.49. Зависимость несущей способности основания от отношения d/D при центральном нагружении через кольцо:
влажность основания, %: 1 – 0,025; 2 – 10

4.7. ВЛИЯНИЕ НАКЛОННЫХ КОНСОЛЕЙ КРУГЛЫХ И КОЛЬЦЕВЫХ ШТАМПОВ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ ЗАГЛУБЛЕНИИ

Экспериментальным исследованиям по влиянию статического нагружения на несущую способность и осадку песчаного основания круглых и кольцевых фундаментов уделяется достаточно много внимания [1 – 3].

Данная работа посвящена изучению влияния наклонных консолей круглых и кольцевых штампов при заглублении на несущую способность и осадку песчаного основания при действии центральной и внецентренной нагрузки. Величина заглубления штампов составляла 0, 50, 100 и 200 мм.

Для исследований были использованы шесть фибробетонных моделей плитной части фундамента с одинаковой горизонтальной площадью контакта: три плоские и три модели с наклонными консолями в виде усеченного конуса при соотношении внутреннего и наружного диаметров, равном $d/D = 0; 0,2; 0,4$, где d – внутренний диаметр штампа; D – наружный диаметр штампа. В моделях с наклонными консолями консоли наклонены к горизонтальной плоскости под углом $\alpha = 30^\circ$ с относительным «вылетом» консоли, равным $t/D = 0,2$, где t – длина наклонного консольного «вылета» (рис. 4.50).

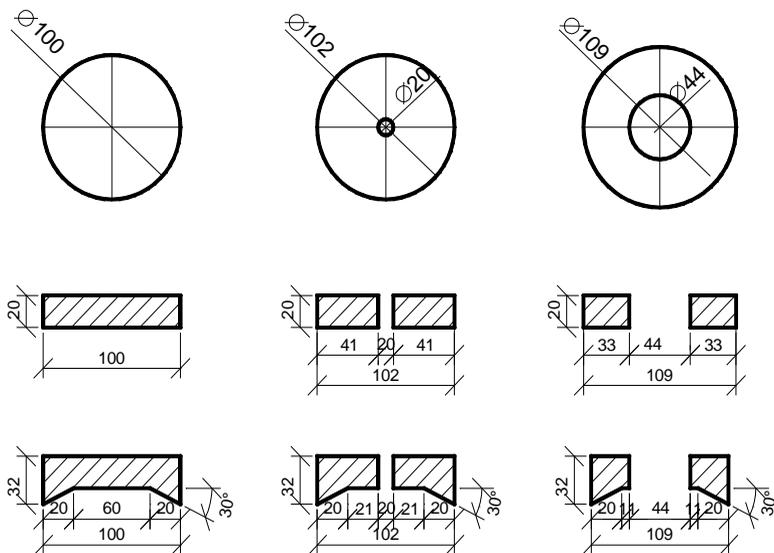


Рис. 4.50. Конструктивное решение моделей

Основанием служил увлажненный до влажности 10%-ный пылеватый песок, послойно уплотненный до плотности $1,7 \text{ г/см}^3$. Испытания проводили в пространственном лотке с размерами $2000 \times 1000 \times 850 \text{ мм}$, заполненном грунтом и оснащенный рычажной системой нагружения. Нагружение создавали с помощью системы грузов, укладываемых на подвеску рычага с передаточным числом 1:10 с интервалом 20 мин до условной стабилизации показателей индикаторов. Осадка штампа определялась по показаниям двух индикаторов часового типа (ИЧ-10) с ценой деления 0,01 мм. Вертикальная нагрузка прикладывалась ступенями по 0,1 от максимальной нагрузки.

На рисунке 4.51 представлены графики зависимости несущей способности песчаного основания от величины заглубления фундамента для круглых и кольцевых штампов при заглублении для центральной приложенной вертикальной нагрузки.

На рисунке 4.52 представлены графики зависимости несущей способности основания от величины заглубления фундамента для круглых и кольцевых штампов с наклонными консолями при заглублении для внецентренно приложенной вертикальной нагрузки.

Анализ графиков на рис. 4.51 и 4.52 показывает, что при центральном действии вертикальной нагрузки с увеличением заглубления

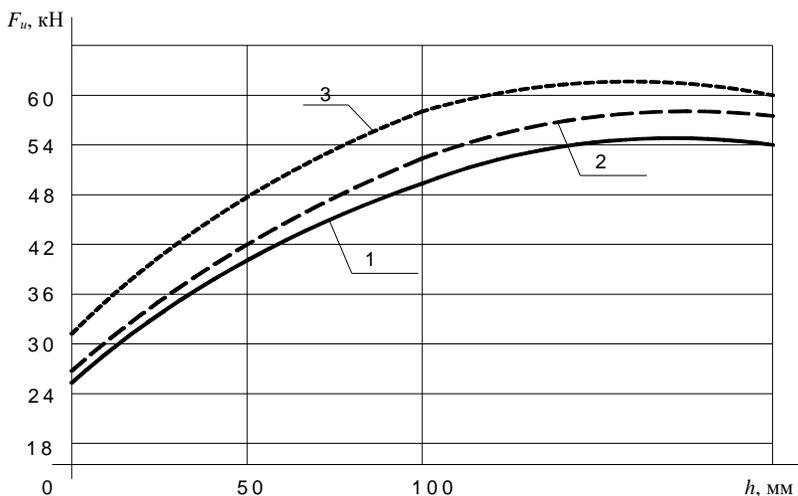


Рис. 4.51. Графики зависимости несущей способности песчаного основания от величины заглубления плоских штампов для центральной приложенной вертикальной нагрузки при отношении d/D , равном:

1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4

F_u , кН

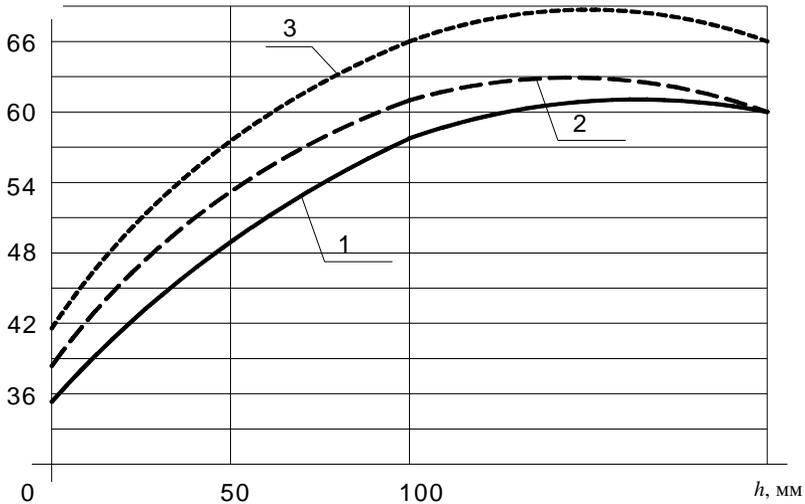


Рис. 4.52. Графики зависимости несущей способности песчаного основания от величины заглабления штампов с наклонными консолями для центрально приложенной вертикальной нагрузки при отношении d/D , равном: 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4

моделей эффективность применения наклонных консолей падает. Так, по сравнению с плоскими штампами несущая способность штампов с консолями возрастала: для незаглабленного положения в 1,3 – 1,5 раза; при заглаблении на 50 мм – в 1,18 – 1,29 раза; при заглаблении на 100 мм в 1,13 – 1,19 раза; на 200 мм в 1,05 – 1,11 раза.

На рисунке 4.53 представлены графики зависимости несущей способности основания от величины заглабления фундамента для плоских и штампов с наклонными консолями при внецентренном действии нагрузки.

Из графиков на рис. 4.53 видно, что при внецентренном действии вертикальной нагрузки на незаглабленный штамп несущая способность основания возрастала в 1,29 – 1,4 раза; при заглаблении на 50 мм в 1 – 1,11 раза; на 100 мм в 1,08 – 1,1 раза; на 200 мм в 1,07 – 1,16 раза по сравнению с плоскими штампами.

С увеличением заглабления штампов от 0 до 200 мм происходит увеличение несущей способности песчаного основания как для плоских штампов, так и для штампов с наклонными консольными свесами. Штампы с наклонными консолями эффективнее по сравнению с

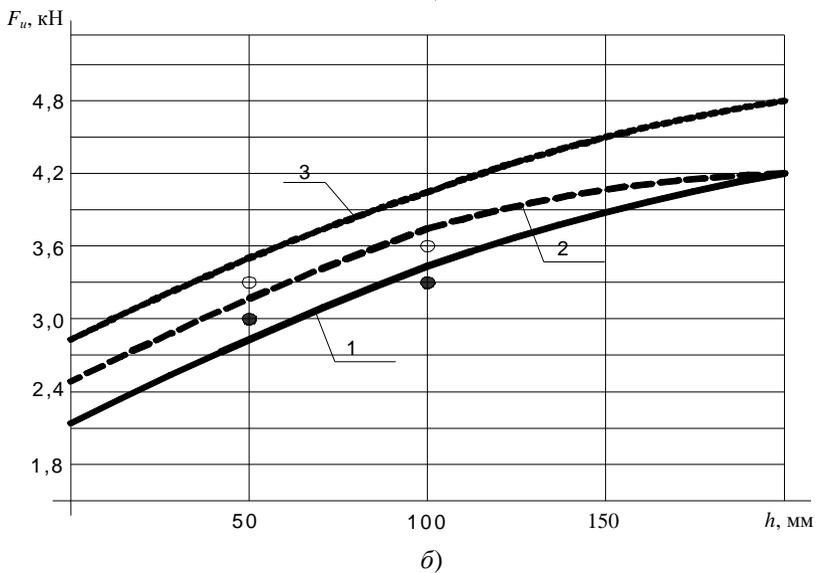
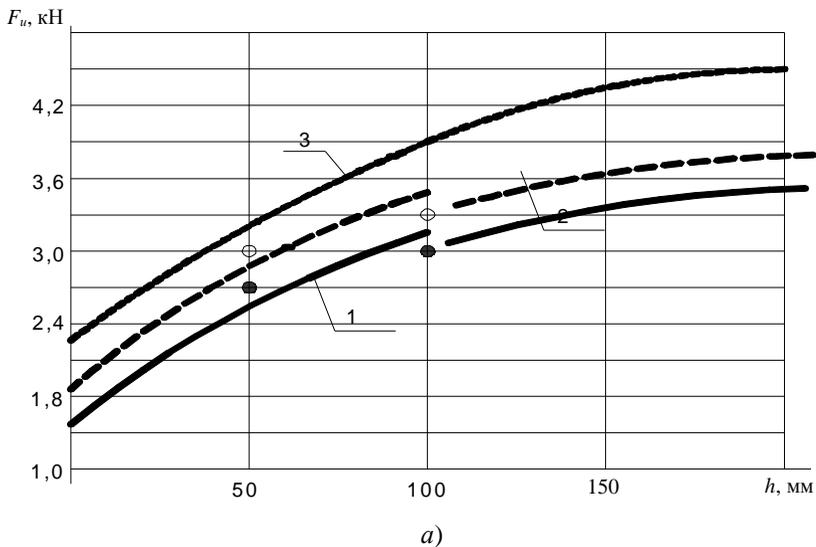


Рис. 4.53. Графики зависимости несущей способности песчаного основания от величины заглабления плоских штампов (а) и штампов с наклонными консолями (б) при внецентренном действии нагрузки при отношении d/D , равном:
 1 – 0; 2 – 0,2; 3 – 0,4

плоскими штампами, однако эффективность применения наклонных консолей падает с увеличением заглубления как при центральном, так и при внецентренном действии нагрузки.

4.8. ВЛИЯНИЕ ПОВТОРНОСТИ НАГРУЖЕНИЯ НА ПЕРЕМЕЩЕНИЯ И НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ОСНОВАНИЯ

Рассмотрим результаты исследований деформативности и прочности образцов несвязного и связного грунта на компрессионных и сдвиговых приборах при действии повторных нагрузок (О. В. Евдокимцев, В. В. Леденев, 2000).

В опытах использовали кварцевый песок малой степени водонасыщения и в воздушно-сухом состоянии (песок – мелкий, однородный, средней плотности; по округленности – зерна весьма угловатые, несферичные; поверхность зерен шероховатая, ступенчатая), суглинок тугопластичный и супесь твердая.

Эксперименты на повторную нагрузку проводились по следующей методике. Стационарную установку, подготовленную в соответствии с руководством по эксплуатации, нагружали ступенями до определенного уровня ($\sigma_{\max} = 0,1 \dots 0,5$ МПа (КПр-1); $\bar{\tau} = \bar{\tau}_{\max} / \tau_u = 0,2 \dots 0,8$ (ПСГ)). После выдержки при максимальной нагрузке проводили циклирование. Влияние повторности нагружения оценивали с помощью коэффициента повторности K_s :

$$K_s = \epsilon_c / \epsilon_s \text{ (КПр-1) и } K_s = \theta_c / \theta_s \text{ (ПСГ),}$$

где ϵ_c , ϵ_s , θ_c , θ_s – относительные деформации образцов грунта на компрессионных и сдвиговых приборах при циклическом и статическом действии нагрузки соответственно.

В условиях одноосного сжатия без возможности бокового расширения с ростом максимальной амплитуды цикла τ_{\max} непрерывно возрастает значение ϵ_c . С увеличением коэффициента асимметрии цикла ($\rho_c = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$) происходит резкое снижение влияния повторных нагружений на деформацию образцов грунта. Так, с увеличением ρ_c с 0 до 0,75 при $N_c = 100$ циклов K_s уменьшился для песка при $\sigma_{\max} = 0,1$ МПа – в 18 раз; 0,2 МПа – в 14 раз; 0,3 МПа – в 17 раз; 0,4 МПа – в 20 раз. Значения коэффициентов K_s , полученные для воздушно-сухого песка и песка малой степени водонасыщенности, равны.

При одинаковых повторных нагружениях (равные параметры и условия испытания) деформации песчаного грунта в несколько раз больше деформаций испытанного связного грунта.

При замачивании просадочной супеси резко возрастает влияние повторных нагружений. Относительная просадочность грунта ϵ_{sl} зависит от момента замачивания и составляет: для грунта, замоченного перед нагружением, – 0,19; на нулевом цикле – 0,21; на пятом цикле – 0,15; на двадцатом цикле – 0,09, что вызвано дополнительным уплотнением грунта при повторных нагружениях. Коэффициент повторности K_s в зависимости от этого же фактора увеличивается по сравнению с грунтом малой степени водонасыщенности в 3 – 5 раз.

В условиях одноплоскостного среза при $\bar{\tau} < 0,8$ предельные касательные напряжения τ_{uc} увеличиваются (до 20%), а при $\tau_{max} \rightarrow \tau_u$ наблюдается снижение разрушающей нагрузки. Учитывая данные В. В. Жихович (с ростом нагрузки деформируется тонкий диск, расположенный между кольцами прибора), получены значения коэффициентов повторности (рис. 4.54).

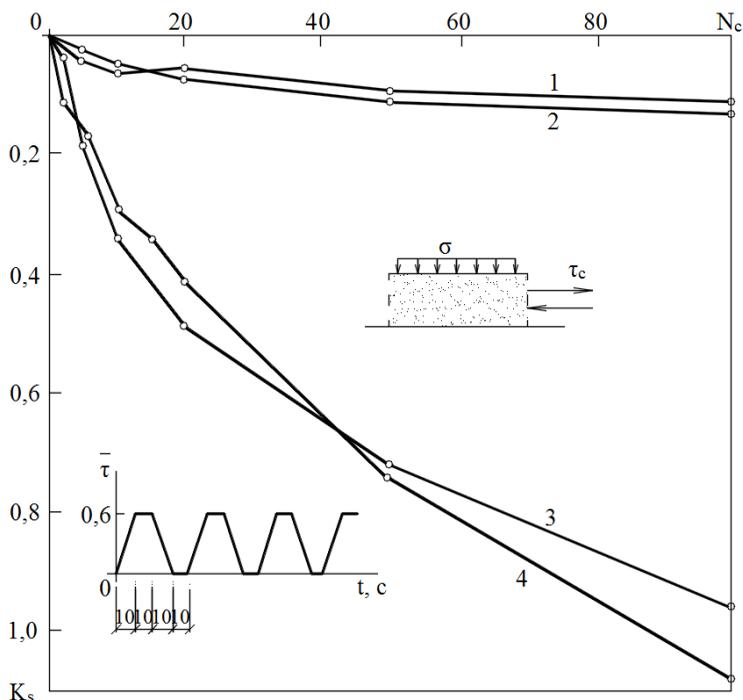


Рис. 4.54. Зависимость коэффициента K_s от количества циклов для суглинки (1, 2) и песка (3, 4) при $\bar{\tau} = 0,6$ и σ , равном: 1, 4 – 0,6; 2, 3 – 0,4 МПа

С увеличением уровня нагружения $\bar{\tau}$ циклическая составляющая относительной деформации ($\theta_c = 4\Delta L_c (\pi d)^{-1}$, где d – диаметр кольца сдвигового прибора) возрастает, а увеличение ρ_c , как и в опытах на компрессионных приборах, приводит к снижению влияния повторных нагрузок.

Приведем результаты и анализ комплексных экспериментальных исследований перемещений штампов и моделей фундаментов на песчаном основании при действии стационарной и нестационарной многократно повторной нагрузки.

Эксперименты со штампами и заглубленными моделями проводились в пяти металлических лотках-установках размерами от $2 \times 2 \times 1,8$ м (h) до $0,7 \times 0,6 \times 0,7$ м (h), заполненных песком. Моделями фундаментов служили штампы круглой ($d = 5...45$ см) и прямоугольной ($a = 5...35$ см; $b = 10...35$ см) форм, цилиндрические модели, модель рамного фундамента. Опыты проводили при действии на модели осевой или внецентренной вертикальной, центральной наклонной (как частный случай плоской задачи) многократно повторной нагрузки. Основные параметры испытаний: $e_0 = e/R = 0...0,5$; $\delta = 0...15$; $\lambda = h/d = 0...4$; $\bar{F} = F_{\max}/F_u = 0,2...0,9$; $\rho_c = 0...0,8$; $N_c = 0...500$ циклов; $f_c = 0,02...10$ циклов/мин.

Наибольший рост осадок, кренов, горизонтальных перемещений моделей фундаментов происходит в первые 10 циклов нагружения. В ряде опытов при $\bar{F} \geq 0,8$ произошло разрушение основания во время повторных нагружений, а при меньших уровнях нагрузки получено увеличение несущей способности основания (10...20%). Скорость деформирования ($\dot{S}_c = S_c / N_{ci}$; $S_c^* = (S_{ci} - S_{cj}) / (N_{ci} - N_{cj})$) при циклических нагружениях не является постоянной величиной и в зависимости от \bar{F} , ρ_c и N_c может как затухать, так и возрастать (табл. 4.5).

С увеличением количества циклов при $\bar{F} < 0,8$ ширина гистерезисных петель уменьшается, и основание приближается к упругому состоянию.

При внецентренном приложении нагрузки циклические составляющие крена и горизонтальных перемещений значительны. Так, при $\bar{F} = 0,2$ и $e_0 = 0,25$ они достигают 48 и 100% статической составляющей соответственно. С увеличением \bar{F} , N_c , уменьшением ρ_c возрастает влияние повторных нагрузок. Так, при $e_0 = 0$ с увеличением ρ_c от 0 до 0,75 значение $K_s = S_c/S_s$ (S_c , S_s – циклическая и статическая составляющая осадки, соответственно) снижается с 0,84 до 0,048, т.е. в 16 раз.

4.5. Скорости деформирования основания

Уровень нагрузки, \bar{F}	Коэффициент асимметрии цикла, ρ_c	Значения \dot{S}_c / S_c^* , мм/цикл, при N_{cj} и N_{ci}			
		0...5	5...20	20...50	50...100
0,2	0	$\frac{0,022}{0,022}$	$\frac{0,01}{0,006}$	$\frac{0,0058}{0,003}$	$\frac{0,0034}{0,001}$
0,4	0	$\frac{0,15}{0,15}$	$\frac{0,046}{0,011}$	$\frac{0,027}{0,015}$	$\frac{0,017}{0,007}$
0,6	0	$\frac{0,29}{0,29}$	$\frac{0,13}{0,044}$	$\frac{0,072}{0,05}$	$\frac{0,043}{0,014}$
	0,25	$\frac{0,09}{0,09}$	$\frac{0,053}{0,041}$	$\frac{0,033}{0,02}$	$\frac{0,043}{0,014}$
	0,5	$\frac{0,02}{0,02}$	$\frac{0,011}{0,08}$	$\frac{0,008}{0,006}$	$\frac{0,007}{0,006}$
	0,75	$\frac{0,008}{0,008}$	$\frac{0,0065}{0,006}$	$\frac{0,0046}{0,0033}$	$\frac{0,0026}{0,0006}$
0,8	0	$\frac{0,98}{0,98}$	$\frac{0,53}{0,38}$	$\frac{0,29}{0,14}$	$\frac{0,19}{0,08}$
0,9	0	$\frac{1,15}{1,15}$	$\frac{0,48}{0,26}$	$\frac{0,31}{0,07}$	$\frac{0,26}{0,19}$

Зависимости $K = f(\bar{F}, \rho_c)$ для $N_c = 100$ аппроксимированы следующими выражениями:

при $e_0 = 0, \rho_c = 0$

$$K_s = 1 / (451,86 \cdot 10^{-3} \bar{F}^2 - 2,157 \ln(\bar{F}));$$

при $e_0 = 0,25, \rho_c = 0$

$$K_s = 1 / (2,425 / \exp(\bar{F}) + 75,272 \cdot 10^{-3} / \bar{F} - 0,3073);$$

$$K_i = 1/(1,228 / \exp(\bar{F}) - 3,052 \exp(\bar{F}) + 0,677 / \bar{F} + 7,363 \bar{F});$$

$$K_u = 1/(-1,785 \bar{F}^2 + 0,142 / \bar{F} + 1,447 \bar{F}).$$

Для сопоставления результатов экспериментов штампов различного диаметра была принята гипотеза Д. Бонда о существовании зависимости

$$\frac{S_H / d_H}{S_M / d_M} = \alpha_l^{-\nu},$$

где $\alpha_l = d_H/d_M$ (индексы H и M относятся к натурному фундаменту и модели, соответственно); ν – эмпирический показатель.

При статическом нагружении (рис. 4.55, *a*) получено (за натуральный фундамент принят штамп диаметром 34 см, а за модель – все остальные штампы):

$$S_H = \alpha_l^{0,4\sigma_M / \sigma_{Mu} + 0,3} S_M; \quad \sigma_H = \alpha_l^{0,7 - 0,4\sigma_M / \sigma_{Mu}} \sigma_M,$$

а при многократно-повторном (рис. 4.55, *б*):

$$K_{SH} = \alpha_l^{0,3} K_{SM}; \quad N_{CH} = \alpha_l^{0,7} N_{CM}.$$

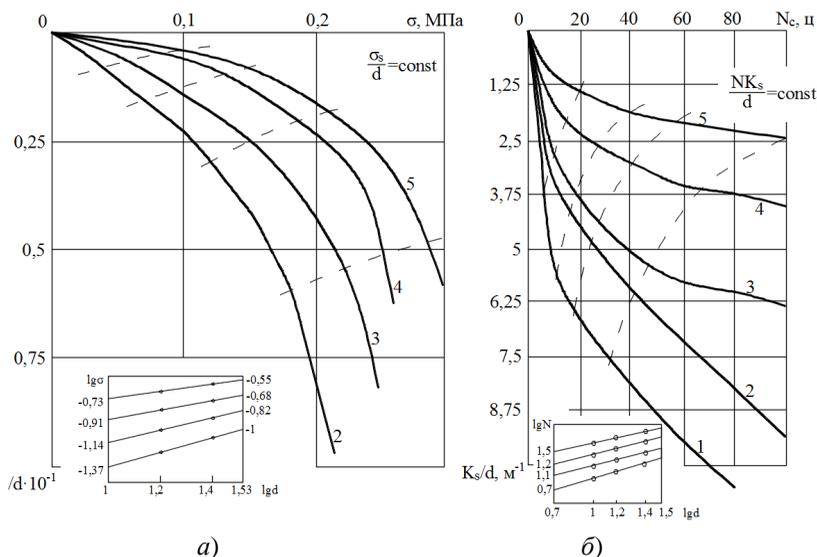


Рис. 4.55. Зависимость относительной осадки от нагрузки (*a*) и коэффициента K_s/d от числа циклов (*б*) при диаметре штампа, см: 1 – 5; 2 – 10; 3 – 15; 4 – 25; 5 – 34

Использование этих формул позволяет уменьшать количество циклов при испытаниях маломасштабных моделей. Например, испытывая штамп диаметром 5 см ($\alpha_l = 6,8$) 100 циклами, можно прогнозировать значение коэффициента повторности K_s для штампа диаметром 34 см до 380 циклов ($\alpha_l^{0,7} = 3,84$).

Влияние частоты цикла на коэффициент повторности K_s в исследуемом диапазоне незначительно (табл. 4.6).

Увеличение заглубления моделей приводит к уменьшению как абсолютной составляющей циклической осадки S_c , так и ее относительной величины K_s . Это уменьшение наиболее существенно при переходе от $\lambda = 0$ к $\lambda = 0,5$.

Серия экспериментов выполнена при нестационарных режимах нагружения. Основные параметры циклических нагрузок (\bar{F} , ρ_c , f_c) менялись на протяжении всего эксперимента. Периодические циклические воздействия после длительной выдержки основания под постоянной нагрузкой и затухания осадок приводят к дальнейшему увеличению деформаций.

Наименьшее значение K_s получено при ступенчато снижающемся уровне нагрузки. Уменьшение \bar{F} приводит к явлению последствия – поднятию штампа (рис. 4.56).

В опытах с моделью рамного фундамента наибольшее влияние повторной наклонной нагрузки получено при соотношении α/δ , равном 5/10 и 10/5 (α – угол наклона подошвы фундамента; δ – угол наклона нагрузки).

С увеличением плотности основания уменьшаются абсолютные составляющие осадки, вызванные повторными нагружениями. Так,

4.6. Коэффициент повторности K_s при $\bar{F} = 0,6$ и $\rho_c = 0$

Частота нагружений f_c , цикл/мин	Величина K_s при количестве циклов						
	10	20	40	50	60	80	100
0,02	0,31	0,44	0,53	0,64	0,71	0,81	0,89
0,2	0,26	0,4	0,45	0,61	0,68	0,79	0,87
2	0,27	0,38	0,48	0,61	0,7	0,78	0,87
10	0,21	0,3	0,36	0,44	0,49	0,6	0,68

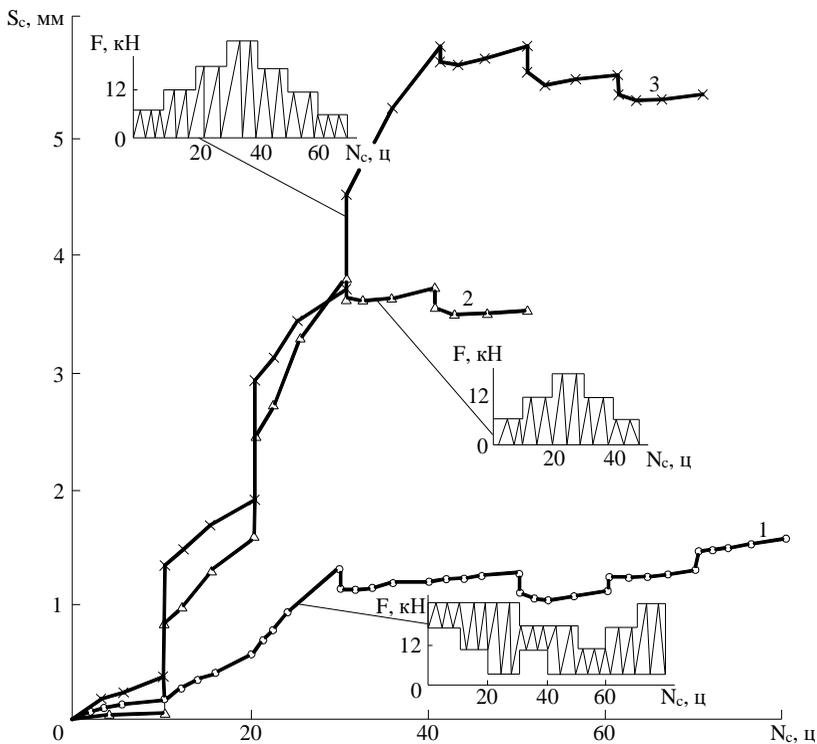


Рис. 4.56. Зависимость циклической осадки от количества циклов при нестационарных режимах нагружения

при $d = 10$ см; $\bar{F} = 0,6$; $\rho_c = 0$; $N_c = 100$ и $\rho = 1,55$ г/см³ – $S_c = 5,89$ мм, а при $\rho = 1,64$ г/см³ – $S_c = 3,88$ мм. Коэффициент повторности K_s с увеличением плотности незначительно повышается.

Результаты экспериментов с заглубленными, маломасштабными забивными и обсыпными моделями фундаментов показали, что для фундаментов, несущая способность которых зависит от сопротивления сдвигу по боковой поверхности, циклические воздействия приводят к снижению предельных нагрузок. Так, при действии циклической выдергивающей нагрузки ($d = 7,5$ см; $\bar{F} = 0,7...0,9$; $\lambda = 3...4$) предельная нагрузка уменьшалась на 10...25%.

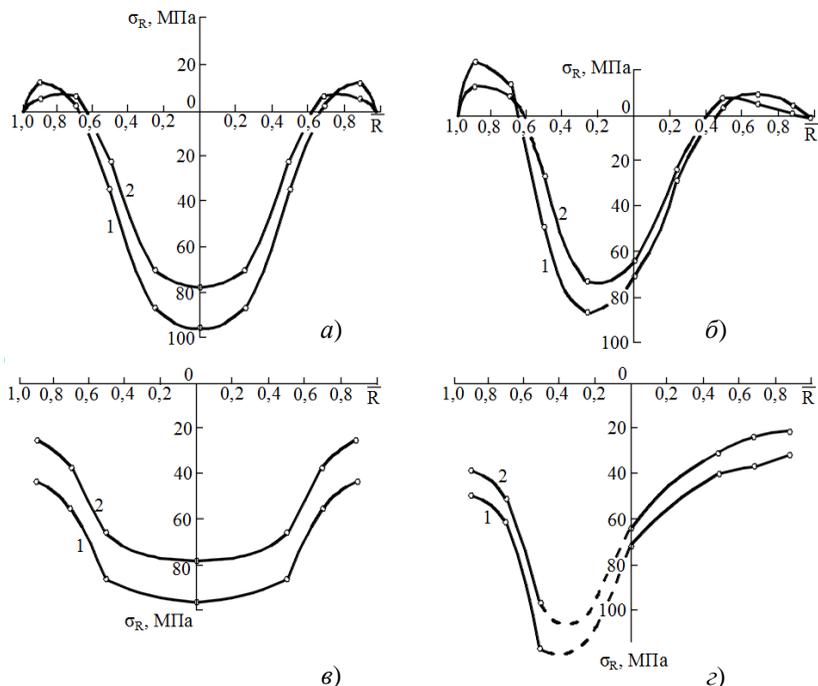
Приведем результаты исследования напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов при повторных нагрузках. Рассматривается характер деформирования и разрушения оснований

при циклических воздействиях в условиях плоской и пространственной задачи, напряженно-деформированное состояние металлических штампов конечной жесткости при первичном и повторном нагружениях.

В опытах на установке с прозрачной стенкой в условиях плоского напряженного состояния при $e_0 = 0$ и моделью размером 5×12 см в большинстве опытов наблюдается односторонний выпор грунта и поднятие поверхности у противоположной стороны штампа. Действие многократно-повторной нагрузки приводит к увеличению глубины зоны деформирования до $(2...3)b$. При $\bar{F} = 0,75$ регистрируемая глубина зоны деформирования до проведения циклирования составляет $0,75b$, а после 100 циклов – $2b$. В случае действия статической нагрузки видимые поверхности скольжения образуются при $\bar{F} > 0,9$, а многократно-повторной – при $\bar{F} \geq 0,75$, что связано с более ранним формированием уплотненного ядра. Осадка штампа, вызванная в этот период повторными воздействиями, резко возрастает, а уплотненное ядро под штампом, быстро продвигаясь вглубь основания, расклинивает окружающий грунт, уплотняя и сдвигая его вдоль поверхности скольжения. Угол выхода линий скольжения на поверхность при статическом нагружении и после повторных воздействий одинаков и составляет $24...26^\circ$. При внецентренном приложении повторных нагрузок происходит также более раннее развитие процессов сдвига объемов грунта вдоль непрерывных поверхностей скольжения.

Распределение напряжений в стальном штампе ($d = 34$ см) изучали с помощью тензорезисторов, наклеенных на верхнюю и нижнюю плоскости. Повторные действия нагрузок вызывают изменения напряженно-деформированного состояния штампа. При центральной нагрузке с ростом \bar{F} , N_c , уменьшением ρ_c происходит падение радиальных и тангенциальных напряжений (рис. 4.57, а, б). Аналогичное наблюдается и при нагружении через жесткое металлическое кольцо. Здесь эпюры σ_R и σ_θ не имеют четко выраженного максимума (максимальные напряжения наблюдаются в зоне $-0,24 \leq \bar{R} \leq 0,24$).

Приложение внецентренной нагрузки приводит к смещению максимума напряжений. Радиальные напряжения здесь ниже, чем тангенциальные. Повторные воздействия также вызывают падение напряжений (рис. 4.57, в, г). Это можно объяснить структурной перестройкой материала и трансформацией контактных напряжений, что отмечалось и в работе С. В. Довнаровича для гибких фундаментов.



**Рис. 4.57. Эпюры радиальных (а, в) и тангенциальных (б, з) напряжений при $e_0 = 0$ (а, б); $e_0 = 0,25$ (в, з); $\bar{F} = 0,8$; $\rho_c = 0$ и N_c :
1 – 0 циклов; 2 – 100 циклов**

4.9. ИССЛЕДОВАНИЯ КОЛЬЦЕВЫХ ФУНДАМЕНТОВ С НЕСИММЕТРИЧНОЙ ФОРМОЙ ВНУТРЕННЕГО ВЫРЕЗА (Д. Е. Бочаров, В. В. Леденёв, А. В. Худяков)

Ограничения величины крена $i \leq [i]$ и краевых напряжений $\sigma_{\min} \geq 0$, $\sigma_{\max} \leq 1,2R$ часто вызывают необходимость увеличения размеров фундамента. Для получения экономического решения применяют конструктивные мероприятия, направленные на выравнивание пере смещений и краевых давлений. К их числу относят:

а) смещение точки приложения силы $x_{\text{opt}} = f(e, \delta)$, при котором $i \rightarrow 0$;

б) применение эксцентричных кольцевых фундаментов, когда центры наружного и внутреннего кругов не совпадают.

Исследуем последний вариант. Внутреннее кольцо скошено на величину a при совпадении центров внешнего и внутреннего кругов.

Регулирующим параметром является стрела подъема сегмента внутреннего срезанного круга a . Предусматривалось получить экспериментальные функции:

$$i, s, u, F_u = f(e, a).$$

Оптимальные значения их соответствуют случаю, когда $i \rightarrow 0$, а $F_u \rightarrow F_{\max}$.

Алейников С. М. (2000) рассмотрел пространственную контактную задачу для жесткого незаглубленного штампа с внутренним срезанным кругом. Им использованы формулы теории упругости. Условием вертикального поступательного перемещения является $i_x = i_y = 0$. Экспериментальных исследований рассматриваемого вида фундаментов не проводилось. В [4] представлены некоторые результаты предварительных опытов. Позже поставлен ряд серий экспериментов, позволяющих скорректировать традиционные методы расчета.

В качестве моделей фундаментов использовали жесткие стальные кольцевые штампы с наружным диаметром $d_{ex} = 20$ см, $d_{in} = 12$ см ($\bar{d} = d_{in} / d_{ex} = 0,6$). Один из штампов симметричный, а в трех других площадь внутреннего вырезанного круга уменьшалась путем исключения из нее сегментов со стрелой подъема $a = 2; 4$ и 6 см ($\bar{a} = a / R_{ex} = 0; 0,2; 0,4; 0,6$).

Геометрические характеристики определялись для схемы, представленной на рис. 4.58.

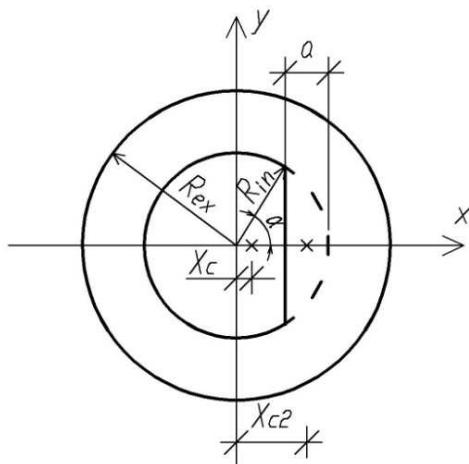


Рис. 4.58. Схема для определения геометрических характеристик

Для симметричного кольца площадь A_1 , момент инерции I_{y_1} , момент сопротивления W_1 вычислялись по формулам:

$$A_1 = \pi(R_{ex}^2 - R_{in}^2);$$

$$I_{y_1} = \pi/1024(R_{ex}^4 - R_{in}^4);$$

$$W_1 = \pi/256(R_{ex}^3 - R_{in}^3);$$

для сегмента:

$$A_2 = R_{in}^2(\alpha - \sin \alpha \cos \alpha);$$

$$I_{y_2} = R_{in}^4 \left(\frac{\alpha + \sin \alpha \cos \alpha}{4} - \frac{\sin \alpha \cos^3 \alpha}{2} - \frac{4}{9} \frac{\sin^6 \alpha}{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha} \right).$$

Расстояние от центра наружного круга до центра тяжести сегмента:

$$x_{c_2} = \frac{2}{3} R_{in} \frac{\sin \alpha}{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha}.$$

Статический момент площади:

$$S_y = A_2 x_{c_2}.$$

Расстояние от центра наружного круга до центра тяжести сечения:

$$x_c = \frac{S_x}{A} = \frac{S_x}{(A_1 + A_2)}.$$

Момент инерции:

$$I_y = I_{y_1} + I_{y_2} + A_1^2 + A_2(x_{ex} - x_c)^2.$$

Момент сопротивления относительно крайних волокон:

$$W_{y_{\max}} = I_y / (R_{ex} - y_c); \quad W_{y_{\min}} = I_y / (R_{ex} + y_c).$$

Вычисленные по этим формулам данные приведены в табл. 4.7.

Ступенчато возрастающую нагрузку передавали рычагом с 10 кратным увеличением. В опытах принимали $\delta = 0^\circ$; $e'_0 = e / R_{in} = 0,1; 0,2; 0,4; 0,6$.

Перемещения штампов измеряли индикаторами типа ИЧ-10.

Результаты экспериментов. Полученные данные приведены в табл. 4.8.

4.7. Геометрические характеристики штампов с несимметричной формой выреза

Эскиз модели	Марка штампа	d_{ex} , см	D_{in} , см	a , см	A_2 , см ²	x_c , см	W_x^{ex} , см ³	W_x^{in} , см ³	I_x , см ⁴
	Ш1	20	12	0	201	0	683,6	683,6	6836
	Ш2	20	12	2	213	0,28	708,6	670	6888
	Ш3	20	12	4	234	0,52	746	672	7073
	Ш4	20	12	6	257,6	0,56	746	659,5	7345

4.8. Относительные величины давлений и перемещений под штампами

Марка штампа	$\bar{a} = a/R_{ex}$	A_{ai}/A_0	e'_0	F_{ui}/F_{u0}	σ_{ui}/σ_{u0}	S_{ui}/S_{u0}	u_{ui}/u_{u0}	i_{ui}/i_{u0}
Ш1	0	1	0,1 0,2 0,4 0,6	1	1	1	1	1
Ш2	0,2	1,06	0,1 0,2 0,4 0,6	1,33 1,63 1,83 1,2	1,26 1,54 1,74 1,15	1,29 1,62 2,77 4,93	0,75 1,87 0,64 3,11	0,58 1,49 0,75 0,73
Ш3	0,4	1,16	0,1 0,2 0,4 0,6	1,78 2,38 1,83 1,2	1,53 2,04 1,58 1,04	1,46 1,9 3,36 0,82	0,16 0,41 3,69 5,05	-0,315 0,47 1,43 1,21
Ш4	0,6	1,28	0,1 0,2 0,4 0,6	2,44 3 2,83 1,1	1,91 2,35 2,22 0,82	1,43 1,68 3,06 3,4	0,71 0,48 3,27 3,87	-0,85 0,99 2,93 0,29

В таблице 4.8 обозначено: F_{i0} , σ_{i0} , S_{i0} , u_{i0} , соответственно, предельные величины нагрузок, давлений, крена, осадки и горизонтального перемещения для симметричного штампа F_{ii} , σ_{ii} , S_{ii} , u_{ii} – то же для несимметричного.

При $e \geq 0,4$ происходит отрыв края штампа от основания. Давление и перемещения определялись с учетом отрыва штампа.

С увеличением стрелы подъема (увеличением площади модели) уменьшается длина зоны отрыва l при $\sigma = \text{const}$. Так, при $e'_0 = 0,4$ и $\sigma = 90$ кПа:

$$l_i / l_0 = 1; 0,95; 0,72; 0,69;$$

$$A_i / A_0 = 1; 1,06; 1,16; 1,28,$$

где l_i и l_0 – длина зоны отрыва несимметричных и симметричных штампов, соответственно; A_i и A_0 – площади несимметричных и симметричных штампов.

Из полученных данных видно, что увеличение \bar{a} от 0 до 0,2 мало влияет на длину зоны отрыва. При $\bar{a} > 0,2$ этот эффект более значителен. При увеличении площади штампа на 16 и 28%, длина зоны отрыва соответственно уменьшается на 28 и 31%.

Осадка фундамента при $\sigma = \text{const}$ с увеличением a уменьшается (рис. 4.59). Так, при $\sigma = 100$ кПа $s_i/s_0 = 1; 0,92; 0,73; 0,5$ (s_i – осадка несимметричного штампа; s_0 – то же симметричного).

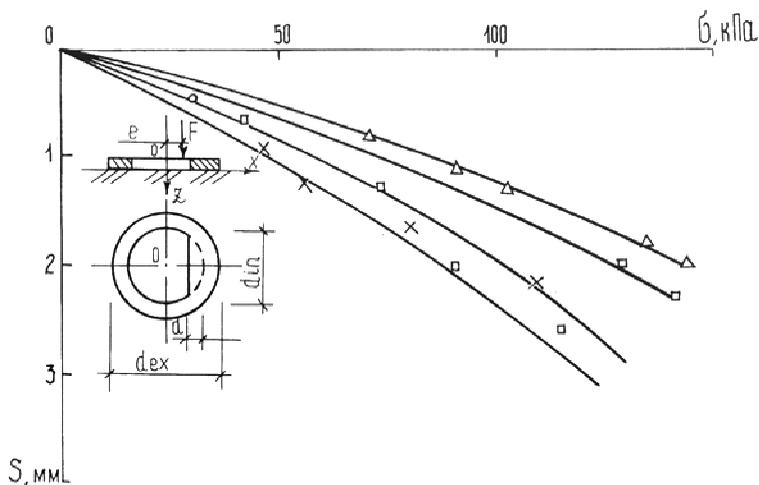


Рис. 4.59. Зависимость осадки от давления при $e' = 0,2$ для штампов:
1 – Ш1; 2 – Ш2; 3 – Ш3; 4 – Ш4

Краевые давления для симметричного штампа

$$\sigma_{\max/\min} = F / A \pm Fe / W_1.$$

Для симметричного

$$\sigma_{\max} = F / A + Fe / W_{y1\max};$$

$$\sigma_{\min} = F / A - Fe / W_{y1\min}.$$

Включение дополнительного сегмента в площадь кольца позволяет выровнять эпюру контактных давлений. Для всех моделей при действующей нагрузке $F = 3$ кН и $e'_0 = 0,2$ по приведенным формулам были определены давления и углы наклона α эпюры к горизонтали. С увеличением стрелы подъема величина a уменьшается (табл. 4.9).

Горизонтальное смещение штампов происходило в сторону действия силы при положительном крене и в противоположную, если крен отрицателен ($e' = 0,1$). С увеличением a оно уменьшается (рис. 4.60).

Отмечено, что с увеличением стрелы подъема сегмента крен уменьшается, а при $e = 0,1$ меняет знак на противоположный (рис. 4.61).

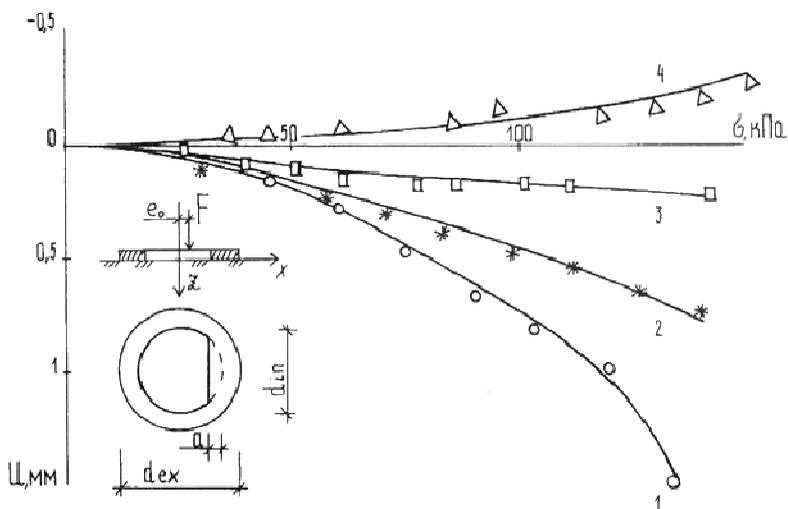
Получены зависимости крена от величины стрелы подъема a при $\sigma = 100$ кПа:

$$e' = 0,1i_{(a)} = -0,152a^3 + 0,133a^2 - 0,043a + 0,0075;$$

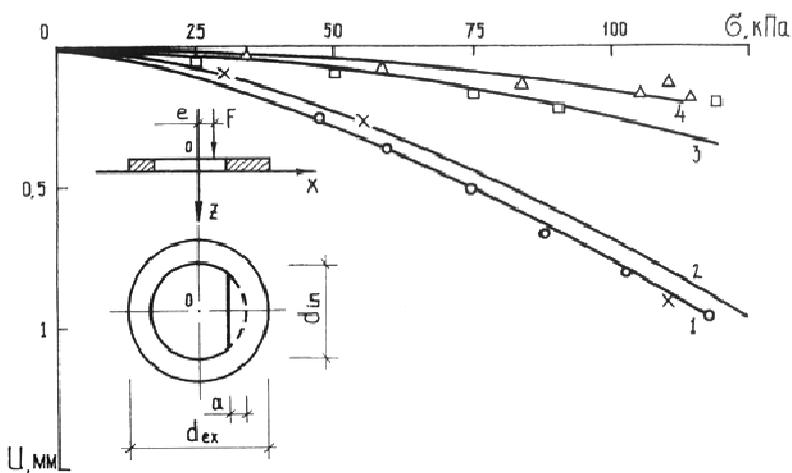
$$e' = 0,2i_{(a)} = 0,192a^3 - 0,161a^2 + 0,019a + 0,0079.$$

4.9. Краевые давления при $F = 3$ кН и $e'_0 = 0,2$

Марка штампа	σ_{\min} , кПа	σ_{\max} , кПа	α , град.
Ш1	61	237	41
Ш2	64	214	37
Ш3	62	188	32
Ш4	55	172	30



a)



b)

Рис. 4.60. Зависимость горизонтального перемещения от давления при:

$a - e'_0 = 0,1$; $b - e'_0 = 0,2$;

для штампов: 1 - Ш1; 2 - Ш2; 3 - Ш3; 4 - Ш4

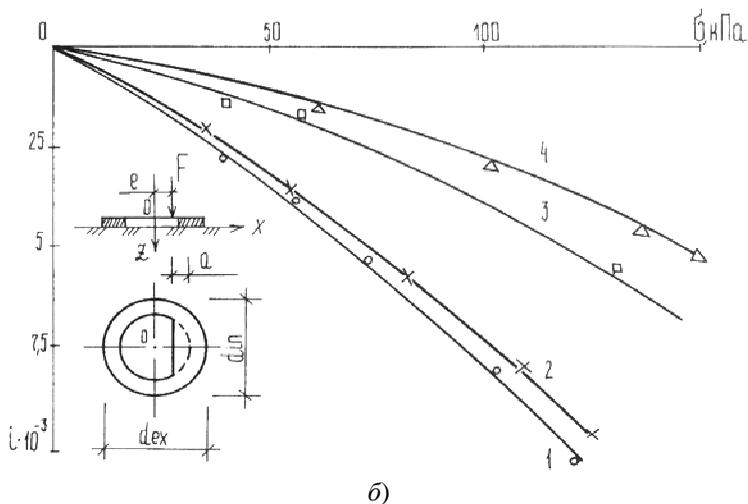
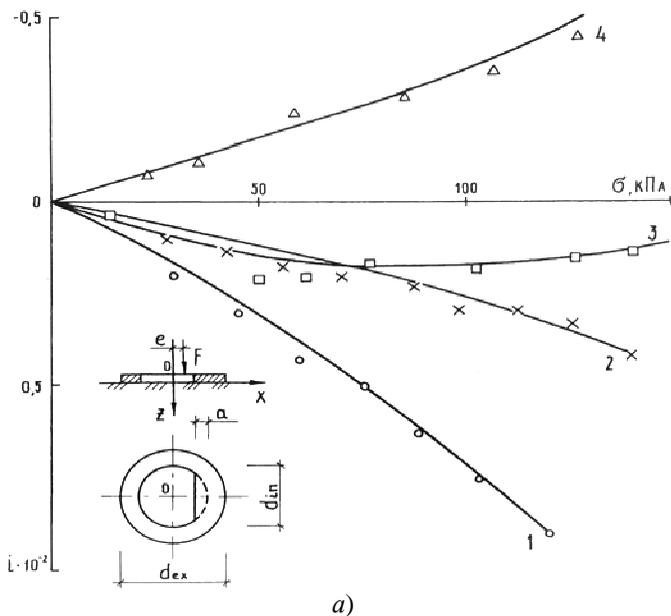


Рис. 4.61. Зависимость крена от давления при:
a - $e'_0 = 0,1$; *б* - $e'_0 = 0,2$;
 для штампов: 1 - Ш1; 2 - Ш2; 3 - Ш3; 4 - Ш4

Выводы:

1. На фундаменты часто действует комплекс силовых, температурных, а иногда и деформационных воздействий. Жесткость фундамента и грунта основания меняется во времени. Нагрузки на фундаменты и их перемещения определяются жесткостными характеристиками здания и условиями сопряжения фундаментов с надфундаментными конструкциями.

2. На современном уровне расчетной техники целесообразно силовые воздействия на фундаменты представить плоской системой сил или наклонной внецентренной силой. При этом следует помнить что принцип суперпозиции может не соблюдаться.

3. При $\lambda = 0$ и $\delta \neq 0$, $e_0 = 0$ происходит перемещение фундамента. Величина разрушающей нагрузки, контактные напряжения, размеры области отрыва зависят от соотношения δ и e_0 . В случае оптимального отношения $\delta/e_{0\text{орт}}$ можно получить максимальную несущую способность.

4. Для рационального проектирования рекомендуется применять неконцентрические фундаменты и задавать $\delta/e_{0\text{орт}}$.

5. Характер деформирования и разрушения фундаментов при сложных силовых воздействиях мало изучен. Эксперименты показали, что картины трещин в значительной степени определяются отношением.

Список литературы к 4 главе

1. **Алейников, С. М.** Расчет кольцевых штампов в сложных инженерно-геологических условиях / С. М. Алейников, А. А. Седаев // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях. – ВИСИ. – 1990. – С. 19 – 26.

2. **Бородачева, Ф. Н.** Перемещения и напряжения в основании жесткого симметрично нагруженного кольцевого штампа / Ф. Н. Бородачева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 4. – С. 1 – 3.

3. **Глазер, С. И.** Расчет кольцевых фундаментов работающих с отрывом подошвы / С. И. Глазер, С. Ш. Школьник // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 2. – С. 17–18.

4. **Довнарвич, С. В.** Напряжения в основании под жесткими и гибкими фундаментами при первичном и вторичном нагружениях / С. В. Довнарвич, Н. А. Тепляков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1987. – № 1. – С. 30–31.

5. **Егоров, К. Е.** Расчет основания под фундаментом с подошвой кольцевой формы / К. Е. Егоров. – В кн.: Доклады к VI Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М. : Стройиздат, 1965. – С. 74 – 82.

6. **Зиновьев, А. В.** Определение деформаций основания конечной толщины под кольцевым штампом / А. В. Зиновьев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 3. – С. 23 – 25.
7. **Калаев, А. И.** Несущая способность оснований сооружений / А. И. Калаев. – Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1990. – 183 с.
8. **Кудзис, А. П.** Железобетонные и каменные конструкции. Ч. 2 / А. П. Кудзис. – М. : Высшая школа, 1989. – 264 с.
9. **Кушнер, С. Г.** Расчет деформаций оснований зданий и сооружений : монография / С. Г. Кушнер. – Запорожье : Запорожье, 2008. – 496 с.
10. **Лавров, В. Н.** Несущая способность ленточного фундамента при действии эксцентричной наклонной нагрузки / В. Н. Лавров, В. Г. Федоровский // Тр. НИИОСПа им. Н. М. Герасимова. – М., 1987. – Вып. 88. – С. 105 – 115.
11. **Леденев, В. В.** Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденев. – Воронеж : ВГУ, 1990. – 224 с.
12. **Мурзенко, Ю. Н.** Расчет оснований зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ / Ю. Н. Мурзенко. – Л. : Стройиздат, 1989. – 135 с.
13. **Попов, А. Ф.** Определение напряжений по подошве кольцевого и круглого фундамента с учетом ее отрыва от грунта / А. Ф. Попов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1987. – № 1. – С. 20 – 23.
14. **Маллиган, Дж. У. Э.** Программное обеспечение исследований по механике грунтов и фундаментостроению / Дж. У. Э. Маллиган, Дж. Т. Хоусби, Ю. Ониси и др. ; под ред. В. М. Лиховцева. – М. : Стройиздат, 1991. – 528 с.
15. **Рыбин, В. С.** Проектирование фундаментов реконструируемых зданий / В. С. Рыбин. – М. : Стройиздат, 1990. – 296 с.
16. **Рудницкий, Н. Я.** Центробежное моделирование несущей способности и насыщенного водой глинистого основания при наклонной нагрузке / Н. Я. Рудницкий, К. В. Малахова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 4. – С. 21–22.
17. **Соломин, В. И.** Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций / В. И. Соломин, С. Б. Шмаков. – М. : Стройиздат, 1986. – 201 с.
18. **Тугаенко, Ю. Ф.** Деформации оснований кольцевых фундаментов / Ю. Ф. Тугаенко, С. И. Кушак // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – № 4. – С. 22–23.

19. **Тугаенко, Ю. Ф.** Исследования деформаций основания кольцевого фундамента дымовой трубы / Ю. Ф. Тугаенко, С. И. Кушак // Межвузовский сборник. – Киев. – 1989. – Вып. 17. – С. 84 – 87.
20. **Финаева, Т. И.** Экспериментальное исследование взаимодействия круглого жесткого штампа с грунтовым основанием при действии внецентренной нагрузки / Т. И. Финаева, А. С. Канаян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 2. – С. 22 – 24.
21. **Шелест, Л. А.** Распределение напряжений и перемещений в основании конечной толщины под круглым жестким штампом / Л. А. Шелест // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 6. – С. 26 – 28.
22. **Юдин, В. А.** Определение глубины зоны деформации в основаниях кольцевых фундаментов / В. А. Юдин, С. И. Кушак // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 4. – С. 7–8.
23. **Butterfield, R.** The Non-linear Load Displacement Response of Eccentrically Loaded Footings / R. Butterfield, M. Georgiadis. – Bauforschung – Baupraxis, 1982. – V. 86. – P. 63 – 82.
24. **Laszlo, S.** Ar Exctntrikassan Terhelt Korgyuzu – Alaptestek Vizsgalata / S. Laszlo. – Melyepitestud szemle, 1982. – V. 32. – № 11. – P. 515 – 517.
25. **Madrav, M. R.** Elasto-plastic settlement of rigid footings / M. R. Madrav, R. S. Karmarkar // Journal of the geotechnical engineering division. – V. 108. – No GT3. – 1982. – P. 483 – 488.
26. **Meyerhof, G. G.** Collapse load of reinforced concrete footing / G. G. Meyerhof, K. S. Subba Rao // Journal of the structures division. – 1974. – V. 100. – No ST. – P. 1001 – 1018.
27. **Meyerhof, G. G.** Pile capacity for eccentric inclined load in clay / G. G. Meyerhof, A. S. Valoin // Canadian Geotechnical Journal. – 1984. – V. 21.
28. **Muhs, H.** Inclined load tests on shallow strip footings. Proc of the Ушлер International Conference on soil mechanics and foundations engineering / H. Muhs, K. Weiss. – Moscow, 1973. – V. 8. – P. 173 – 179.
29. **Prakash, S.** Bearing capacity of eccentrically loaded footings / S. Prakash, S. Saran // Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. – 1971. – V. 97. – No SM1. – P. 95 – 117.
30. **Tran – Vo – Nhien.** Terme de surface de la force portante li mite une foundation a charge incline excentree par la method du cointranguaire minimal. – These de Doctoral de Sreclilids, 1965.

Глава 5

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТОВ

5.1. РАНЕЕ ВЫПОЛНЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ

Березанцев В. Г. критерием исчерпания несущей способности считал [1] полное развитие областей с предельным состоянием, приводящим к прогрессирующим осадкам фундамента и выпиранию грунта на поверхность. Фундаменты на песчаном основании при $0 \leq \lambda \leq 1,5 \dots 2$ он предложил называть фундаментами мелкого заложения, при $\lambda > 1,5 \dots 2$ – глубокого. В первой группе выделены незаглубленные фундаменты $\lambda = 0$ и малозаглубленные $0 \leq \lambda \leq 0,5$. В фундаментах мелкого заложения поверхности скольжения, поворачивая вверх, достигают плоскости на уровне поверхности под углом $90^\circ - \varphi$. Выше они сохраняют этот наклон на большей части высоты слоя h , но при подходе к поверхности происходит изменение угла до $45^\circ - \varphi/2$. В случае фундаментов глубокого заложения поверхности скольжения не достигают поверхности грунта, а заканчивается в толще основания. При $\lambda \leq 3 \dots 4$ и допустимых осадках поверхности скольжения достигают горизонтальной плоскости на уровне подошвы, являющейся границей областей сдвига, расположенных ниже и выше уровня подошвы; определены поверхности скольжения у боковых граней заглубленного фундамента.

Деформирование и разрушение основания под незаглубленными жесткими фундаментами рассмотрено [1], на рис. 5.1 приведены результаты одного из опытов. Вокруг фундамента наблюдается подъем грунта.

Джаникис А. Р. исследовал [20] очертание поверхности выпора песчаного грунта при действии на жесткую незаглубленную модель фундамента вертикальной и наклонной внецентренной нагрузки (рис. 5.2).

Уравнение логарифмической спирали для наклонно нагруженного фундамента имеет вид

$$\tau = 1,82kR^a e^{-\omega \text{tg}\varphi}; \quad R = \sqrt{v^2 + H^2};$$

$$m = \text{tg}(\pi/2 - \varphi) = \text{tg}\varphi; \quad k = \tau_{60}/R^a,$$

где τ_{60} – радиус-вектор при $\omega = 60^\circ$.

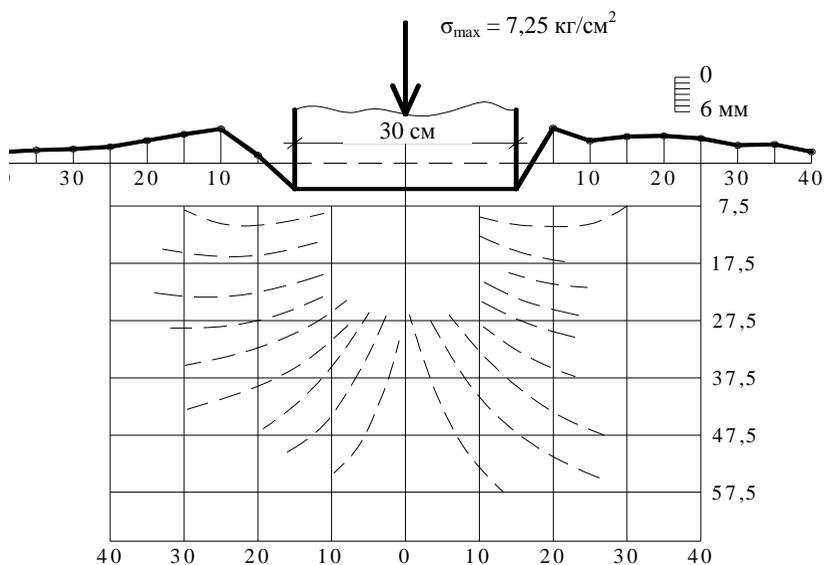


Рис. 5.1. Перемещения песчаного основания под жестким круглым штампом

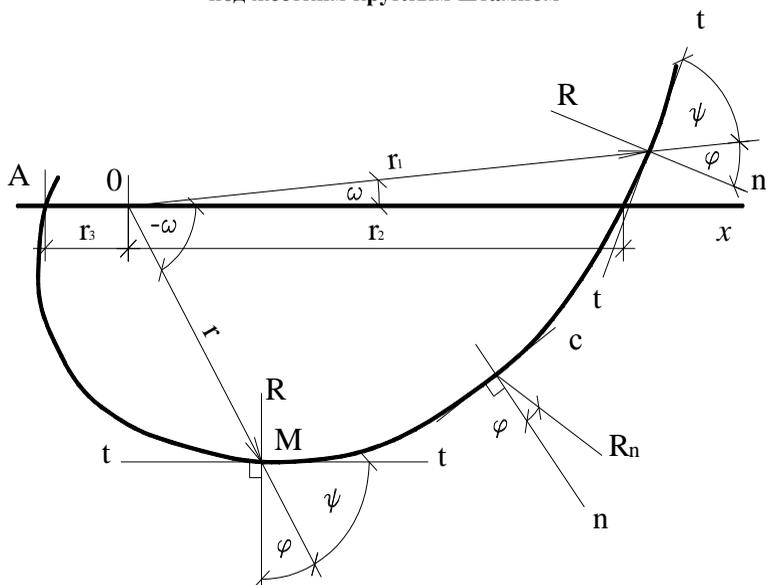


Рис. 5.2. Очертание линии скольжения в форме логарифмической спирали

Ремизников Б. К. исследовал [16] характер деформирования грунта при действии на жесткую стенку горизонтальной силы. Опыты проводились в лотке, заполненном песком ($\rho = 1,64 \text{ г/см}^3$, $\phi = 38^\circ$).

В опытах получены две зоны деформаций с разным направлением траекторий частиц (рис. 5.3). Первая состояла из плавных кривых линий, идущих вглубь массива.

В опытах А. Н. Зеленина [7] определялся угол сдвига тела скольжения в плотной супеси при толщине движущегося профиля 12 см и при глубине резания 20 см. На расстоянии 40 см от профиля были предварительно изготовлены три вертикальных цветных слоя толщиной 5 мм на расстоянии 5 см от другого. Вертикальные слои были разорваны двумя плоскостями скольжения (рис. 5.4).

Характер разрушения основания при вдавливании железобетонных моделей фундаментов в песок разной плоскости описан в [21]. Опыты Г. Муса и Г. Каля отличаются глубиной и масштабностью

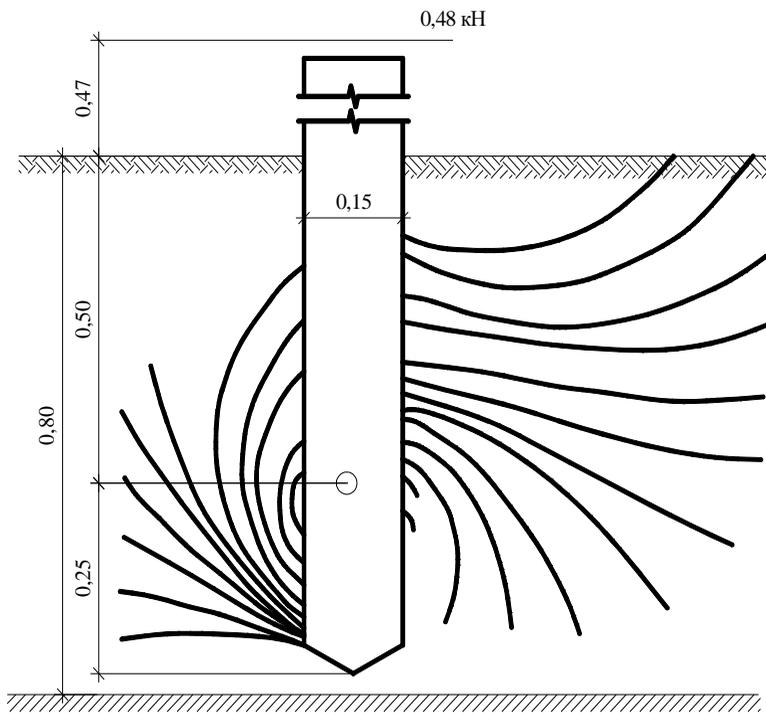


Рис. 5.3. Траектории частиц при действии на жесткую шпунтовую стенку горизонтальной силы

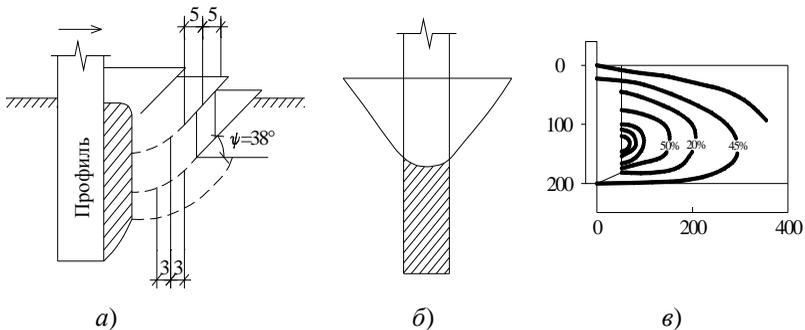


Рис. 5.4. Области выпора грунта (а, б), эпюра нормальных напряжений (в)

исследований. В приведенной на рис. 5.5 схеме деформирования основания при действии на квадратный штамп внецентричной вертикальной поверхностно-приложенной нагрузки наблюдалась почти симметричная область.

Эксперименты, описанные в [23], проводились на действие вертикальной внецентричной нагрузки. Выпор грунта происходил со стороны действия силы. С увеличением e_0 от 0 до 0,8 относительная длина выпора уменьшилась с 5 до 1,4.

Везис А. в 1973 г. обобщил [24] известные принципиальные схемы разрушения песчаного основания при действии на фундамент осевой вертикальной нагрузки. Разрушение происходит в виде полного сдвига (выпора), местного сдвига и сдвига при уплотнении грунта основания под фундаментом (рис. 5.6). При полном сдвиге образуются хорошо видимые поверхности скольжения, исходящие от фундамента

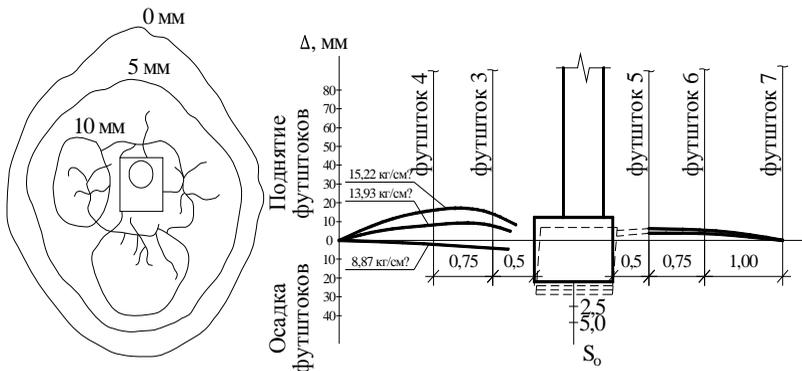


Рис. 5.5. Перемещения поверхности основания при действии на квадратный фундамент внецентричной нагрузки

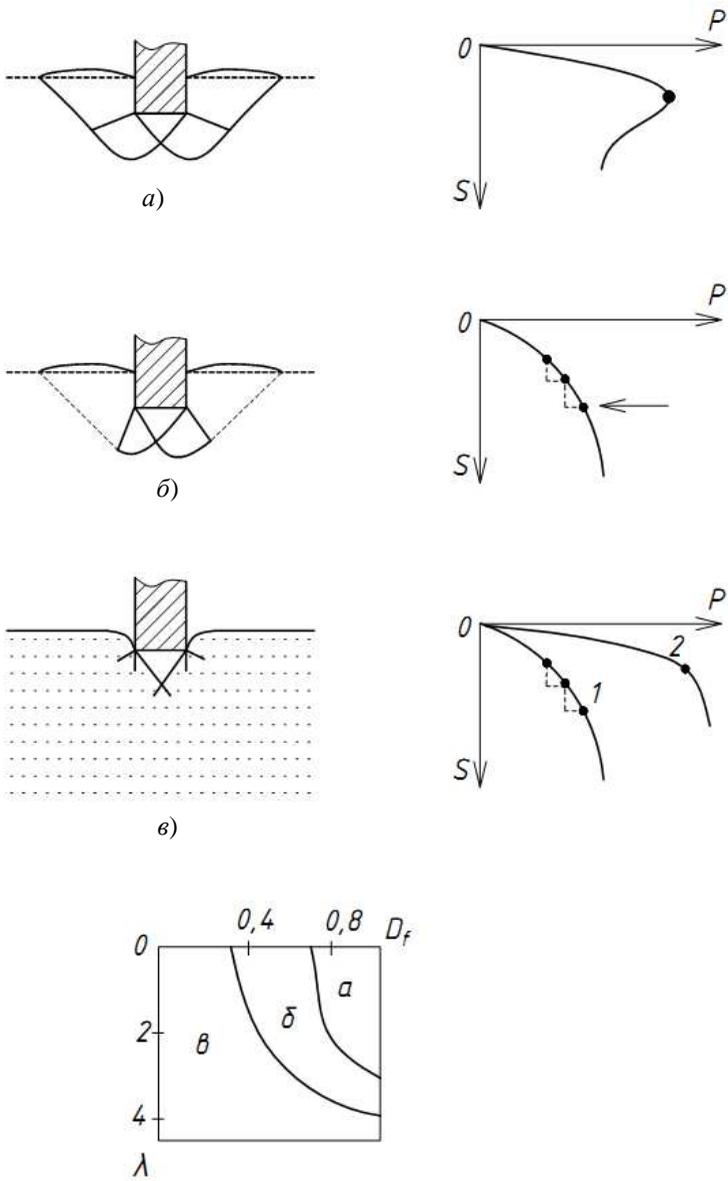


Рис. 5.6. Схемы разрушения основания:
a – общий выпор грунта; *б* – то же локальный; *в* – уплотнение без выпора;
1 – незаглубленный фундамент; *2* – заглубленный фундамент

и выходящие на поверхность. Разрушение происходит внезапно. Нагрузка на фундамент после достижения пикового значения резко снижается. Часто происходит резкий крен фундамента. Этот случай разрушения характерен для плотных песков. Третий вид разрушения трудно фиксируем.

С увеличением нагрузки быстро растут осадки фундамента, грунт под подошвой уплотняется, выше подошвы по периметру имеет место вертикальный сдвиг. За пределами загруженной площади грунт остается практически неподвижным. При местном сдвиге разрушение происходит непосредственно под подошвой. Линии скольжения исходят от подошвы и теряются в массиве. При осадках, превышающих половину ширины или диаметра фундамента, поверхности скольжения выходят на поверхность основания.

Схема разрушения основания зависит также от относительной плотности грунта, условий загрузки, заглубления фундамента. Относительная сжимаемость грунта может быть оценена индексом

$$J_{\tau} = \frac{G}{c + q \sin \varphi},$$

где G – модуль сдвига.

Предельная нагрузка мобилизуется при следующих осадках: для водонасыщенных глин – 0,03...0,07 В (при $\lambda = 0$) и 0,15 В (при $\lambda > 0$); для песков 0,05...0,15 В (при $\lambda = 0$) и 0,25 В (при $\lambda > 0$). Наблюдается тенденция к увеличению предельной осадки с ростом ширины фундамента. Рекомендован прием определения предельной нагрузки по перелому графиков нагрузка–осадка, построенных в двойных логарифмических координатах.

С увеличением скорости нагружения от 10^{-4} дюйм/с (статическое нагружение) до 10 дюйм/с (импульсное нагружение) схемы разрушения плотных песков и глин изменяются от первой (полный выпор) до третьей (уплотнение рыхлого грунта).

Опыты проведены на песчаном основании ($\varphi = 38^\circ$, $e = 0,52$) в условиях плоской деформации. В качестве моделей фундаментов использовали алюминиевые полосы длиной 10 см, шириной 7,5 и 15 см. Исследовали влияние размеров моделей, степень шероховатости подошвы моделей на несущую способность и характер разрушения оснований. В случае гладкой подошвы моделей разрушение происходило по схеме Хилла, при шероховатой – по схеме Прандля. Вдоль поверхностей разрушения наблюдалась зона разрыхления толщиной от 0,32 до 0,64 см. Несущая способность штампов 7,5×10 см с гладкой подошвой в среднем на 86% меньше, чем с шероховатой. Для штампов размером 15×10 см отношение величин несущей способности составило в среднем 89,4% (табл. 5.1).

**5.1. Экспериментальные и расчетные величины
несущей способности оснований
гладких и шероховатых штампов**

Шероховатость подошвы	Ширина модели фундамента, см	Предельная несущая способность, p_{si}		
		опыты	теория	
			Соколовский	Терцаги
Гладкая	7,5	9,85	8,5	6,9
Гладкая	15	21,00	15,6	13,9
Шероховатая	7,5	11,45	–	13,9
Шероховатая	15	23,15	–	27,8
Гладкая	7,5	9,85	9,4	7,6
Гладкая	15	21,00	17,3	15,2
Шероховатая	7,5	11,45	–	15,2
Шероховатая	15	23,15	–	30,5
Гладкая	7,5	9,85	10,4	8,5
Гладкая	15	21,00	19,1	17,0
Шероховатая	7,5	11,45	–	17,0
Шероховатая	15	23,15	–	31,1

$$I_{p_{si}} = 6,895 \times 10^3 \text{ N/m}^2.$$

В работе приведены результаты трехосных испытаний Субрахтаны с квадратными штампами размером 2,5×5 см. Несущая способность основания при гладкой (стеклянной) подошве модели составила 62,5...80% от несущей способности основания штампа с шероховатой подошвой. Показано, что полученная в опытах несущая способность фундаментов с гладкой подошвой близка к вычисленным по формулам Соколовского.

Хаммер В. рассмотрел [18] фактическую поверхность выпора под фундаментом на несвязном грунте. Теория пластического равновесия с его точки зрения не позволяет определить несущую способность основания из-за неправильной расчетной схемы поверхности выпора и расчета увеличения угла внутреннего трения грунта при плоской деформации. В предложенном способе расчетов на основе экспериментов Сейлига, Макки, Березанцева, Ярошенко принята симметричная поверхность выпора с ядром треугольной формы и цилиндрическими поверхностями скольжения, переходящими в прямолинейные, под углом в 45° к горизонтали. Величина угла внутреннего трения при плоской деформации повышена на 10% по сравнению с результатами трехосных испытаний при асимметричном напряженном состоянии.

В [3] исследовалась деформация песка ($e = 0,58$; $\omega = 0,01$; $\varphi = 35^\circ$) в основании полосового штампа методом фотограмметрии. На рисунке 5.7 показаны изолинии сдвиговых деформаций для запредельного состояния грунта по устойчивости. В области 1 отсутствуют сдвиговые и объемные деформации. В вертикальном направлении элементы среды в этой зоне расширяются, а в горизонтальном сжимаются. Линии скольжения выходят на поверхность основания под углом, близким к $45 - \varphi/2$, а максимальная сдвиговая деформация под углом $40 \dots 45^\circ$.

Для оценки предельного состояния в точках массива М. В. Малышев и С. А. Елизаров ввели [9] параметр $\eta = \varepsilon^0/\varepsilon_i^f$, где ε_i^f – интенсивность деформаций сдвига, определенная из стабилометрических испытаний в условиях плоской деформации при достижении пиковой прочности, а ε^0 – интенсивность деформаций сдвига элементов грунта. В областях с $\eta \geq 1$ грунт находится в предельном состоянии с дальнейшим разупрочнением.

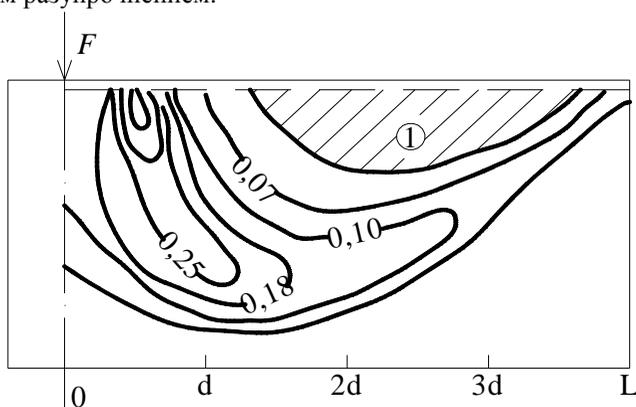


Рис. 5.7. Изолинии сдвиговых деформаций при осадке штампами 9,3 мм

Опыты проводили на воздушно-сухом песчаном основании со следующими характеристиками: $\rho = 1,71 \dots 1,73 \text{ г/см}^3$; $e = 0,55 \dots 0,53$, $\varphi = 44,5^\circ$. Зависимости $s = f(p)$ и $k = F(p)$ при статическом (рис. 5.8, а, б) и кинематическом режимах нагружения мало различались. При потере устойчивости в первом случае наблюдали провальные осадки, а при втором типе нагружения с ростом осадки реактивное сопротивление основания снижалось.

На графике $s = f(p)$ выделены следующие фазы деформирования: уплотнения, линейной деформируемости, разупрочнения, общего выпора (рис. 5.8, в – жс). По мере развития областей предельного состояния в различных точках основания грунт будет иметь различные значения прочностных характеристик, зависящие от накопленной деформации.

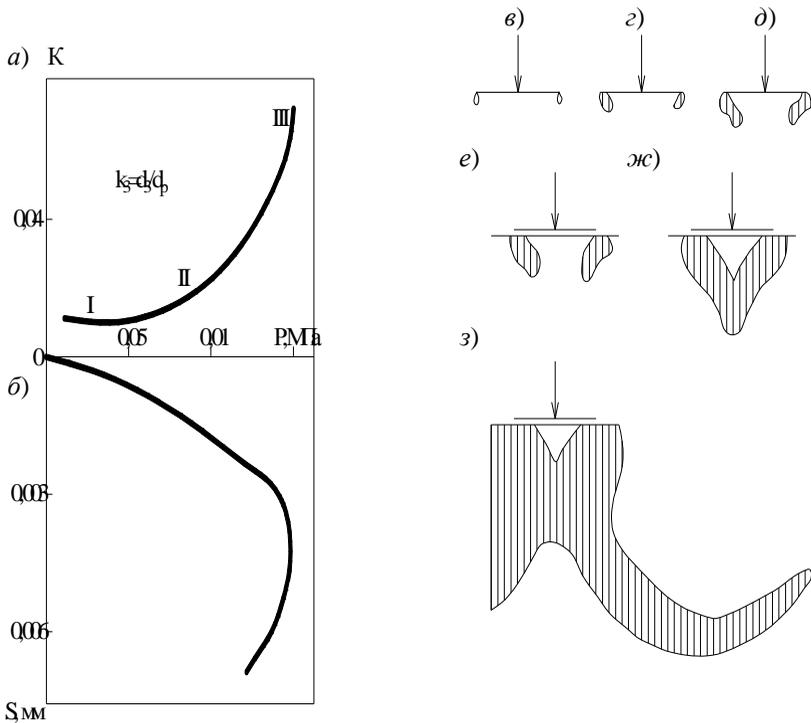


Рис. 5.8. Графики зависимости $s(p)$ (а) $k(p)$ (б): очертания областей предельного состояния грунта в основании жесткого полосового штампа при p : (в) – 0,5; (г) – 0,3; (д) – 0,5; (е) – 0,7; (жс) – 0,85; (з) – 1

В областях предельного состояния, где деформации сдвига малы, угол сдвига близок к пиковому, в областях значительных разрушений сопротивление сдвигу падает, и угол φ приближается к остаточному.

В [2] исследован характер горизонтальных перемещений основания под жестким штампом размером 40×40 см. Затухание горизонтальных перемещений наблюдалось до глубины $(2...2,5)d$. Соотношения между осредненными горизонтальными перемещениями и осадками составили $10...25\%$. С увеличением глубины заложения штампа значительно уменьшились горизонтальные перемещения (рис. 5.9). Такой же эффект наблюдался с уменьшением коэффициента пористости.

Исследования П. Д. Евдокимова и П. И. Кашкарова [8] проводились в песчаном основании, уплотненном вибратором до $1,65 \text{ г/см}^3$ ($\omega = 1,41...3,05\%$; $\varphi = 32^\circ$; $c = 0,008 \text{ МПа}$). Угол наклона силы в начале опыта равнялся $30...33^\circ$. Характер деформирования и разрушения основания определялся величиной и знаком (рис. 5.10). Глубина поверхности скольжения составила $0,8 B$. С перемещением силы в отрицательную область объем сдвигаемого грунта возрастал. Поверхность скольжения выходила на поверхность основания перед штампом на расстоянии $0,4 B$.

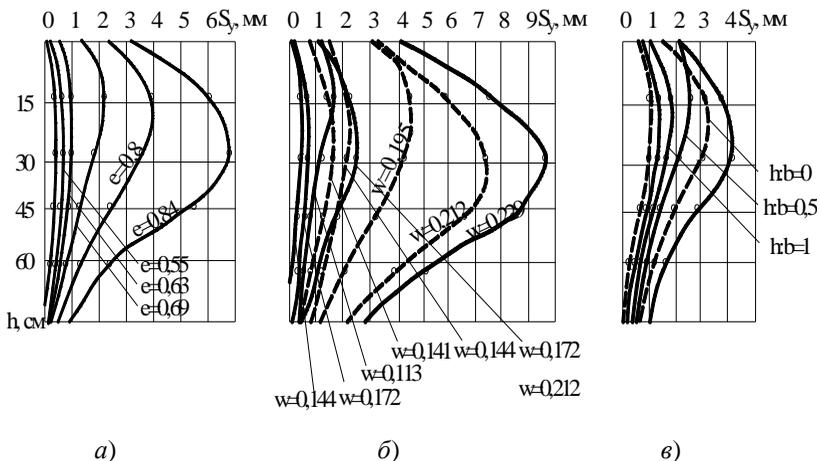


Рис. 5.9. Эпюры горизонтальных перемещений по вертикали под краем штампа в зависимости от плотности песчаного основания (а) при $p = 0,2 \text{ МПа}$, влажности суглинка (б) при $p = 0,2 \text{ МПа}$ (сплошная линия) и $p = 0,4 \text{ МПа}$ (пунктирная линия) относительного заглубления (в) при $p = 0,3 \text{ МПа}$

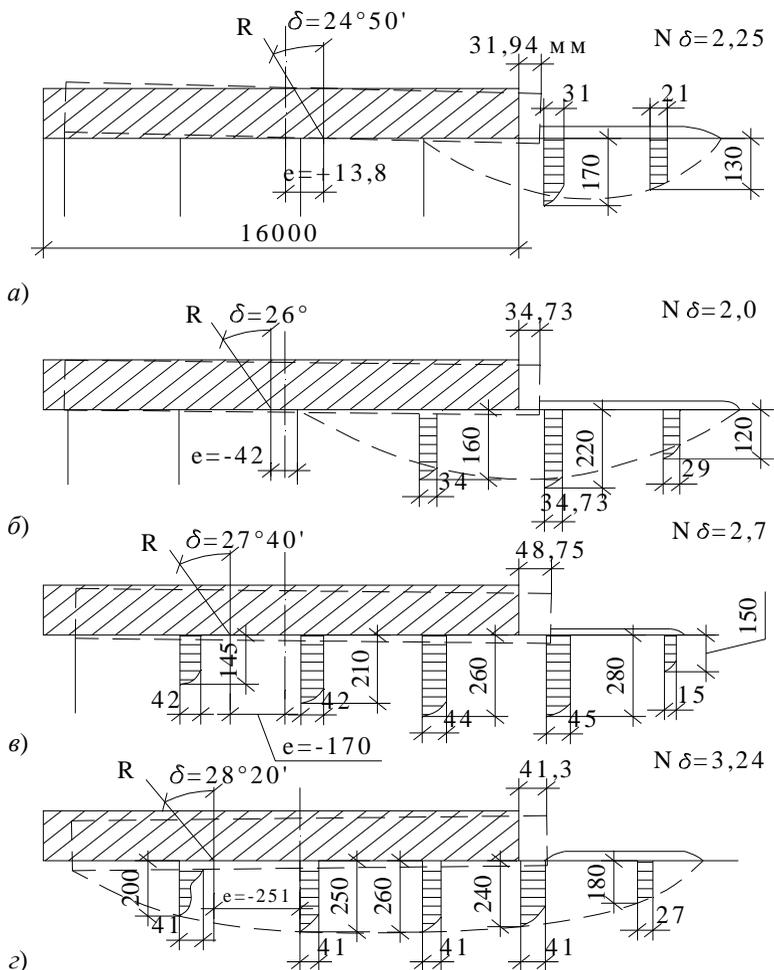


Рис. 5.10. Картины деформации основания:

а – при $e = +13,8$ см; б – при $e = -4,2$ см; в – при $e = -17$ см; г – при $e = -26,1$ см

5.2. ДЕФОРМИРОВАНИЕ И РАЗРУШЕНИЕ ОСНОВАНИЯ

Очертание зон деформации. Проведены многочисленные эксперименты в лабораторных и полевых условиях, в песчаных и глинистых грунтах, в условиях плоской и пространственной задачи, с мало- и крупномасштабными моделями (рис. 5.11). Результаты опытов рассмотрены в [11, 12]. Ниже приведены дополнительные данные.

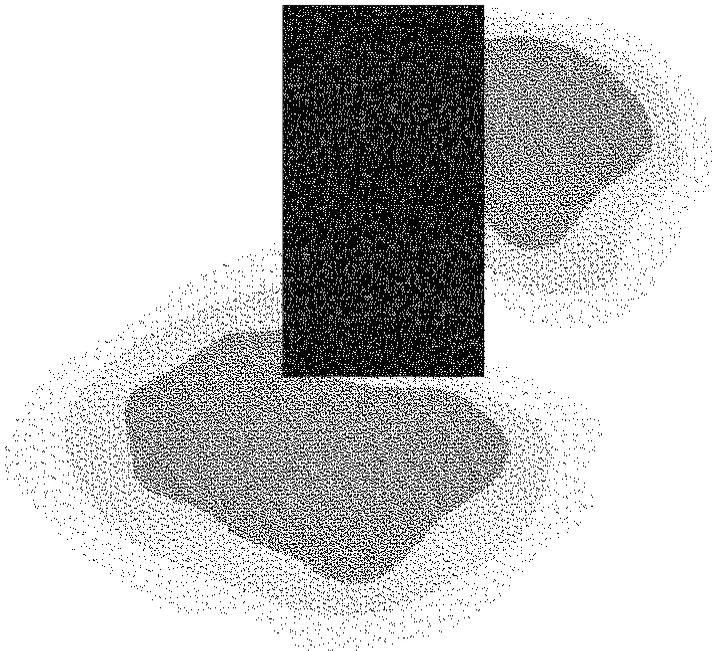


Рис. 5.11. Зона деформации грунта при $\lambda = 3$, $e_0 = 0,5$

Форма и размеры уплотненного ядра. Многочисленными опытами установлено, что перед движущимся в какой-либо среде (грунте, воде, воздухе, металле, сплавах и др.) предметами разной формы образуется поверхностный слой округлой формы из материала среды. Ядра серпообразного очертания появлялись также движущимися элементами цилиндрической и эллиптической формы. Специалисты по механике грунтов и фундаментостроению в основном изучали ядра под подошвой жестких штампов, нагруженной осевой вертикальной силой. При этом использовали разные приемы: продавливание штампов через слои окрашенного грунта, методы фотофиксации, окрашенных экранов, измерения плотности и перемещений, анализа деформации закладываемых в грунт тонких пластичных элементов и др. Большинство исследователей использовали первый способ. На основе обширных экспериментов С. С. Тимофеев установил, что форма ядра не зависит от характеристик грунта, размеров штампа, шероховатости подошвы, скорости, глубины и способа погружения штампа. Во всех опытах ядро имело полукруглое очертание. С увеличением глубины погружения серповидные полосы окрашенных слоев утончаются и несколько вы-

прямяются. Концы их фиксированы на краях подошвы вне зависимости от степени шероховатости штампа. Ядро сохраняет во всех случаях размеры и форму.

Методами фотофиксации, измерения плотности и перемещений под подошвой грунта определили форму упругого уплотненного ядра в виде криволинейного треугольника с вогнутыми сторонами. К моменту потери устойчивости образуется другая часть уплотненного ядра, облегчающая первую и превосходящая ее по размерам [4, 9, 12]. Упругое ядро образуется при $F > 0,2$, глубина ее вершины с ростом нагрузки уменьшается от $0,65b$ до $0,3b$, а при наступлении предельного состояния вновь увеличивается до первоначальных размеров.

Приведенный краткий обзор исследования размеров и формы уплотненного ядра под жестким незаглубленным штампом, нагруженным осевой вертикальной силой, показал, что этот вопрос требует дальнейшего тщательного изучения. Мало исследовано деформирование основания при более сложных случаях нагружения штампа и при заглубленных фундаментах. Разоренов В. Ф. зафиксировал [15] уплотненные клинья по боковой поверхности жестких опор электросети круглого поперечного сечения, нагруженных горизонтальной силой.

Формы уплотненных зон (ядер для штампов, уплотненных клиньев для горизонтально нагруженных заглубленных фундаментов), перемещающихся вместе с моделью, определяли по методу М. В. Малышева [13]. Фотоаппарат жестко крепили к модели фундамента и съемку производили во время ее вращения. На рисунке 5.12 приведена перерисованная с фотографий зона деформации.

Перемещения основания. Исследования проводили в плоском лотке размером $55 \times 55 \times 12$ см. В боковых стенках лотка, выполненных из металлического листа толщиной 6 мм, просверлили отверстия диаметром 14 мм в узлах прямоугольной сетки с ячейками 2×2 см. Боковые стенки лотка изнутри покрыли легко растягиваемой полиэтиленовой пленкой, смазанной техническим вазелином. Модели фундаментов – металлические шероховатые с поперечным сечением 12×4 см.

В лоток укладывали слоями маловлажный песок с уплотнением трамбовками до $p = 1,7$ г/см³. После укладки песка в середине отверстий через шаблон вдавливали металлические стержни диаметром 2,5 мм с кубическими головками на концах. В головки упирались ножки индикаторов. Держатели индикаторов крепили к экранам, расположенным на самостоятельных опорах с обеих сторон лотка. Опыты проводили при $\lambda = 2$ и $e = 0,5$. Одновременно устанавливали по 12 индикаторов. В наиболее напряженной зоне повторность измерений перемещений составляла 3 – 5 раз. Эпюры равных перемещений по траекториям частиц приведены на рис. 5.13.

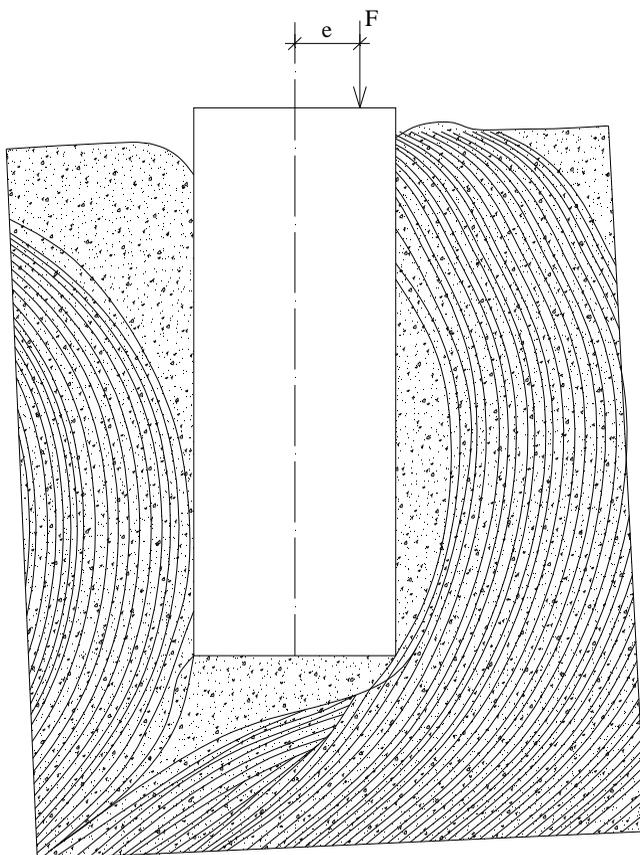


Рис. 5.12. Схема перемещений грунта вокруг заглублений модели, определенная по методу М. В. Мальшева

Обработку результатов выполняли аналогично [2] по формулам $\Delta\varepsilon_x = (u_1 - u_3)/l_x$; $\Delta\varepsilon_y = (v_2 - v_4)/l_y$; $\Delta\gamma_{xy} = (v_1 - v_3)/l_x + (u_2 - u_4)/l_y$. Обозначения видны на рис. 5.13, а относительные перемещения показаны на рис. 5.14 – 5.16.

Перемещения выше подошвы фундамента не показаны, так как получен значительный разброс данных при сравнительно малых величинах перемещений.

Определение размеров областей выпора в опытах со штампами. Исследования проводили в металлическом лотке с размерами 700×700×700 мм на воздушно-сухом песчаном основании, послойно

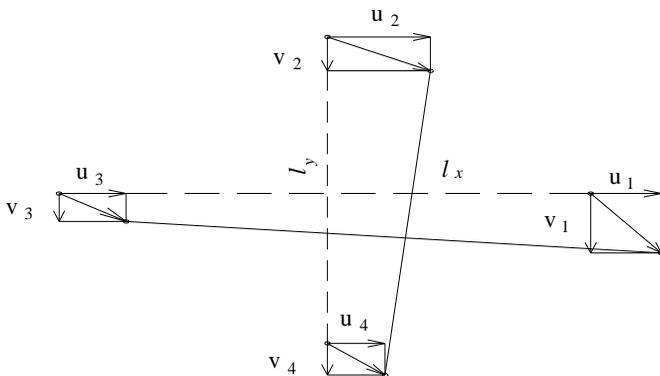


Рис. 5.13. Обозначения перемещения

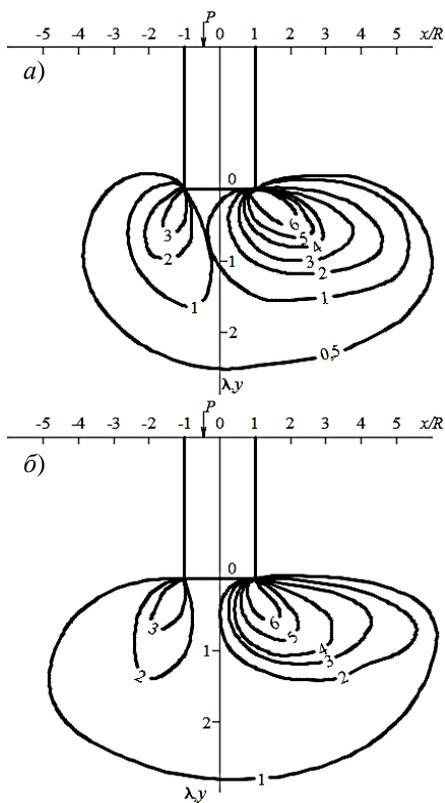


Рис. 5.14. Изолинии относительных деформаций $\epsilon_x \cdot 10^2$ при $F = 0,4$ кН (а) и $0,6$ кН (б)

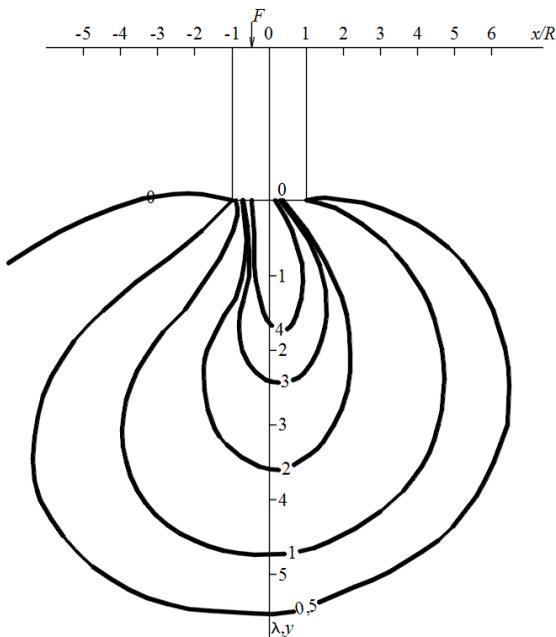


Рис. 5.15. Изолинии $\varepsilon_v \cdot 10^2$ при $F = 0,4$ кН

уплотненном до $p = 1,6$ г/см³. Моделями фундаментов служили металлические штампы диаметром 100×120 мм с шероховатой подошвой. Нагрузку передавали рычагом, соединенным с разрывной машиной ИР 2167-50. После разрушения основания области выпора грунта зарисовывали в плане и в разрезе.

В таблице 5.2 приведен перечень поставленных опытов, а на рис. 5.17 показаны области выпора.

Отдельные серии опытов были повторены. Площади областей выпора грунта были вычислены. Анализ результатов экспериментов показал, что величина разрушений нагрузки F_u зависит от параметров нагружения δ , e и связана с величинами площадей зоны выпора грунта, т.е. $F_u = f(\delta, e, A)$.

В одном из опытов (рис. 5.18) штамп вдавливали осевой вертикальной нагрузкой до $\lambda = 1,5$. Пиковое значение нагрузки получено при $s_f = 0,1d$. Далее до $\lambda = 0,5$ происходило разупрочнение основания. Дальнейший рост осадок вызвал почти линейное нарастание усилий вдавливания. При $\lambda = 1,5$ нагрузка на штамп составила $2,2F_u$. Размеры области выпора значительно превысили полученные при пиковом значении диаграммы.

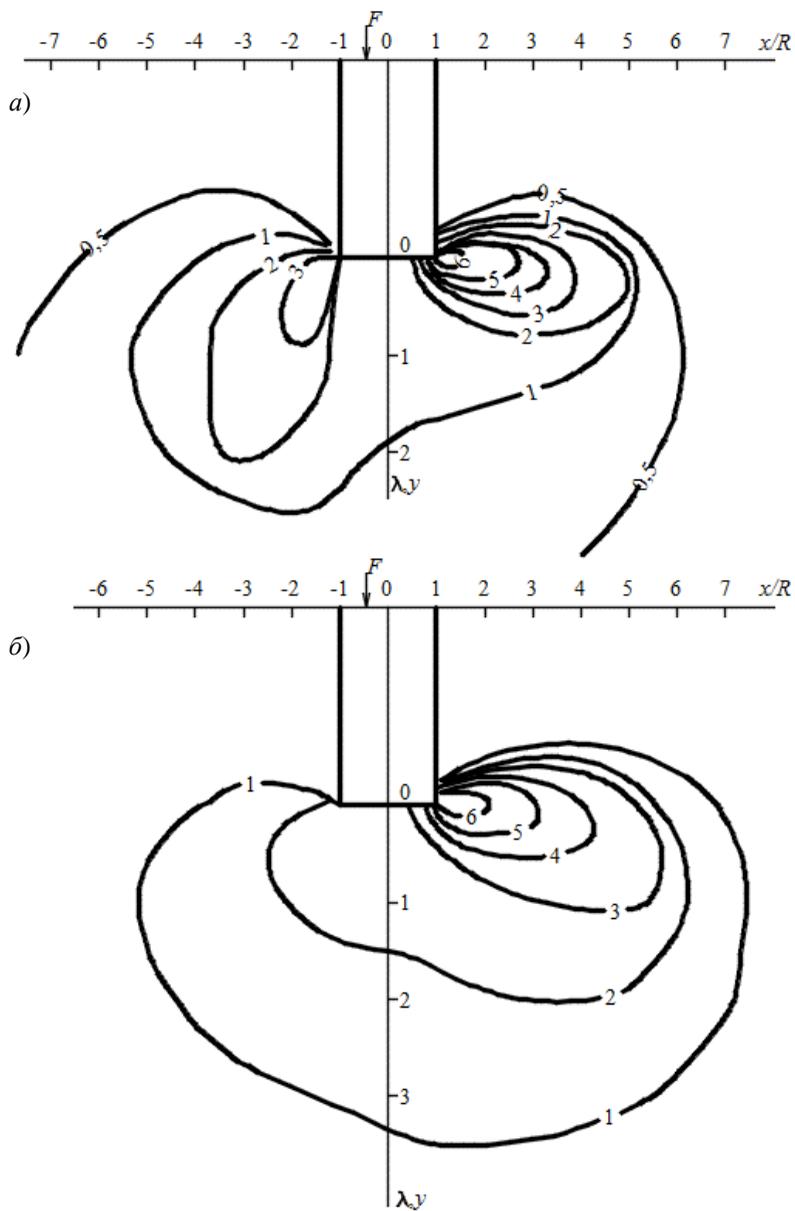


Рис. 5.16. Изолинии сдвиговых деформаций $\gamma_{xy} \cdot 10^2$ при $A = 0,4$ кН (а) и $0,5$ кН (б)

**5.2. Зависимость величины разрушающей нагрузки
от относительного эксцентриситета и угла наклона силы**

№ серии	№ опытов	d , мм	e_0	δ , град	F_{um} , Н	F_{um}
1	1 – 5, 7	100	0	0	1963	1
	6	120	0	0	3788	1
2	8, 9, 11 – 13	100	0	5	1704	0,88
	10	120	0	5	1752	0,46*
3	14, 17 – 21	100	0,1	0	1544	0,80
	15	120	0,1	0	3104	0,82
4	22 – 26	100	0,1	–5	1996	1,03
	27, 28	120	0,1	–5	3864	1,02
5	29 – 33	100	0,1	5	1184	0,62
6	34 – 37	100	0,2	0	908	0,47*
7	38 – 40	100	0,2	5	852	0,44
8	41 – 44	100	0,2	–5	1548	0,80
9	45 – 48	100	0	10	1236	0,64
10	49 – 51	100	0,1	10	596	0,31
11	52 – 55	100	0,1	–10	1756	0,91
12	56, 57	100	0,2	10	512	0,26
13	58 – 60	100	0,2	–10	1480	0,76
14	61	120	0,2	0	2580	0,68
	62	120	0,3	0	2012	0,53
	63	120	0,4	0	1724	0,45
	64	120	0,5	0	1400	0,37
15	65 – 68	100	0,2	0	1228	0,63
16	69 – 72	100	0,3	0	836	0,43
17	73 – 75	100	0,4	0	596	0,31
18	76 – 78	100	0,5	0	472	0,24

Примечание. * – основание недостаточно уплотнено.

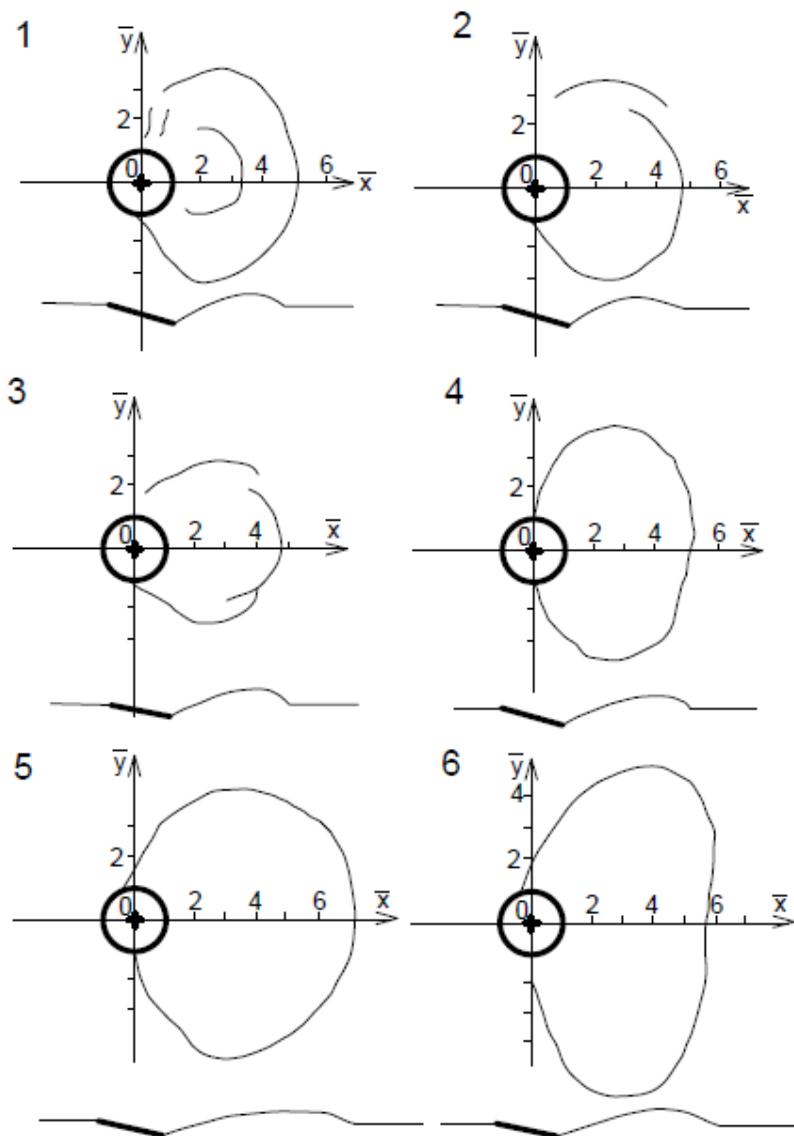


Рис. 5.17. Формы и размеры областей выпора грунта при разных схемах нагружения (лист 1)

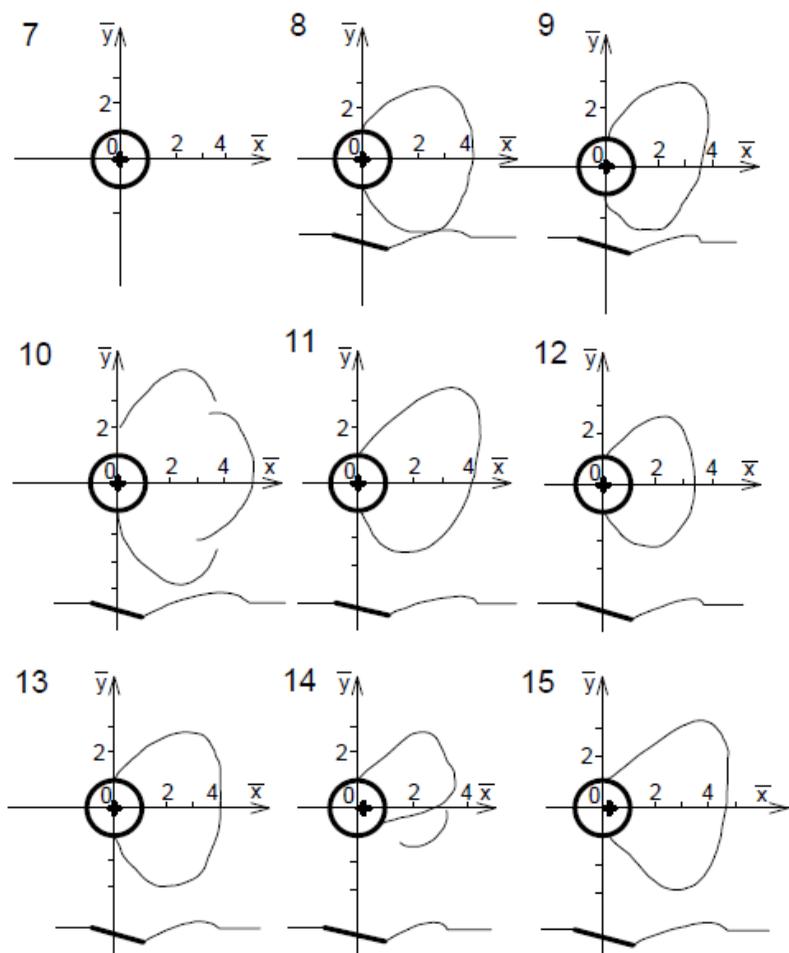


Рис. 5.17. Продолжение (лист 2)

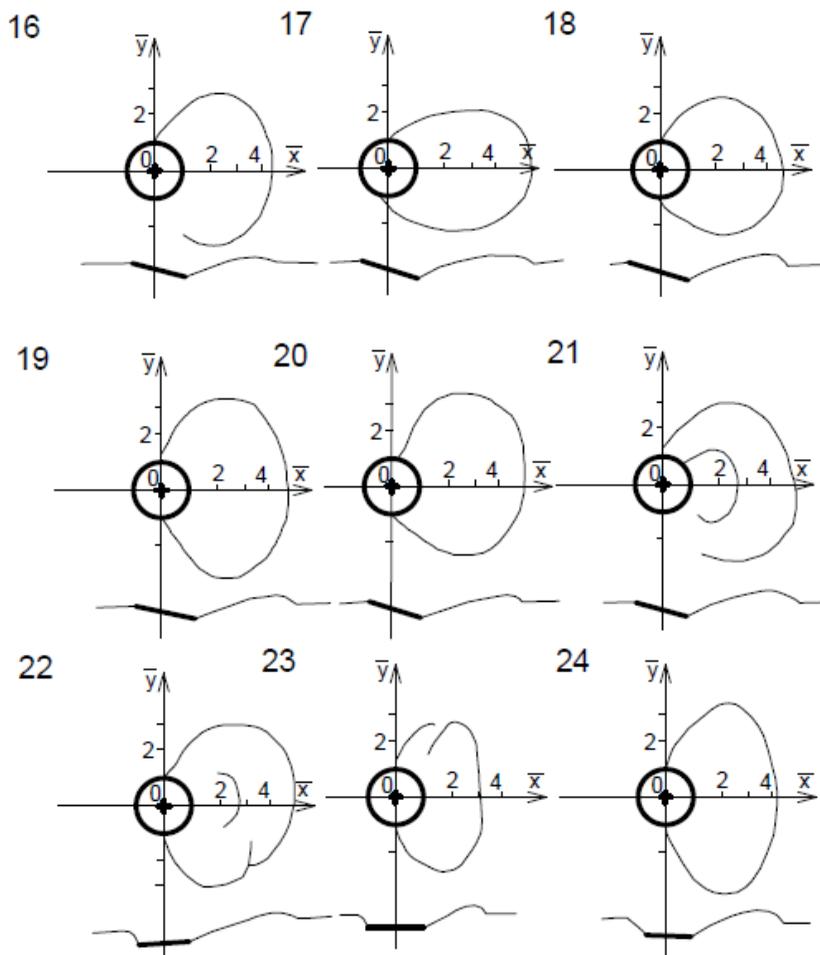


Рис. 5.17. Продолжение (лист 3)

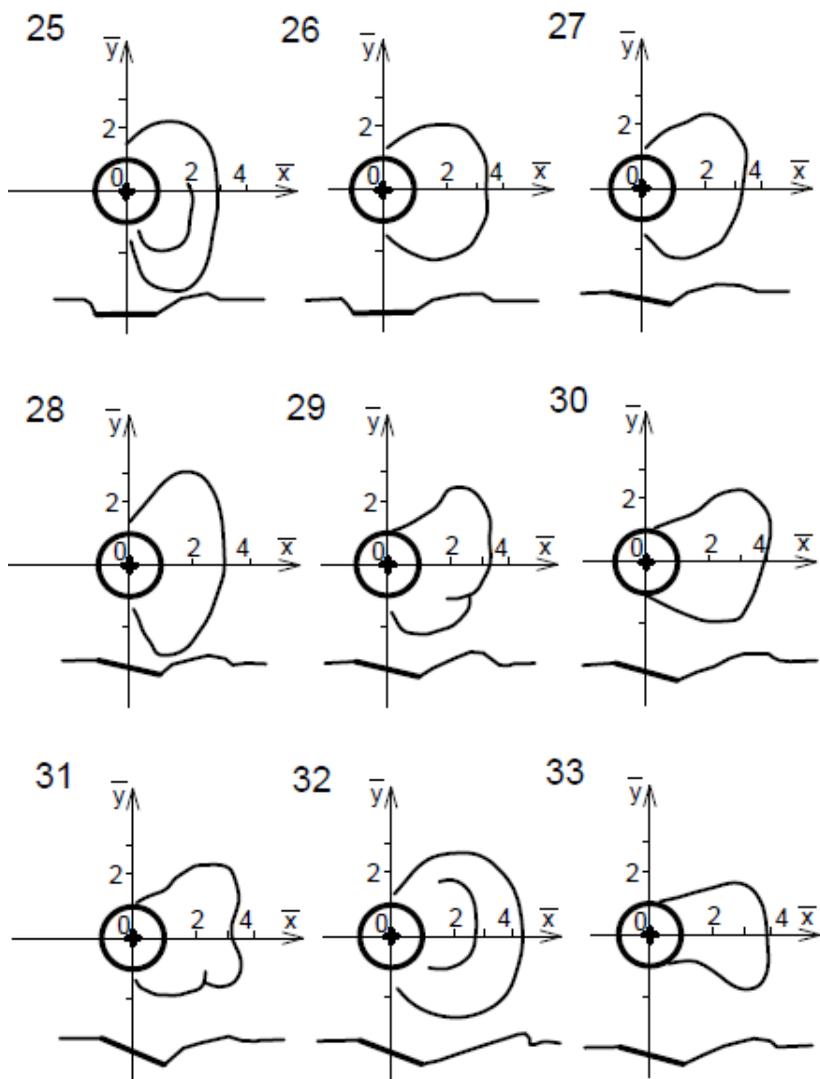


Рис. 5.17. Продолжение (лист 4)

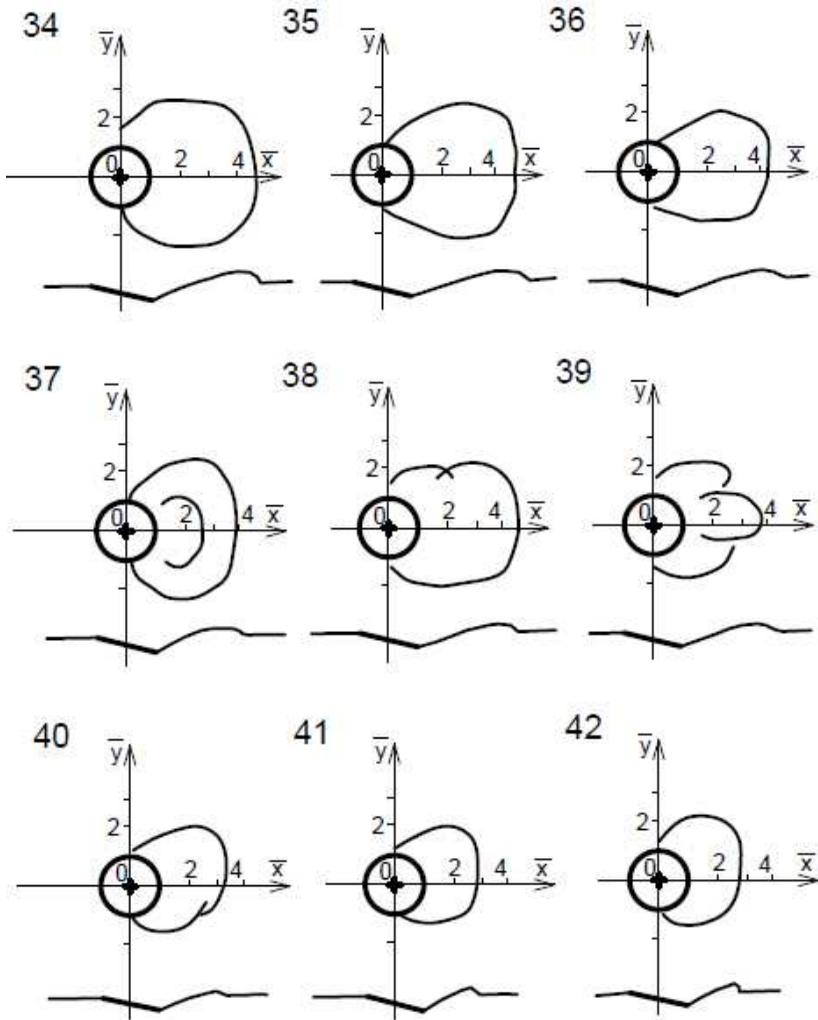


Рис. 5.17. Продолжение (лист 5)

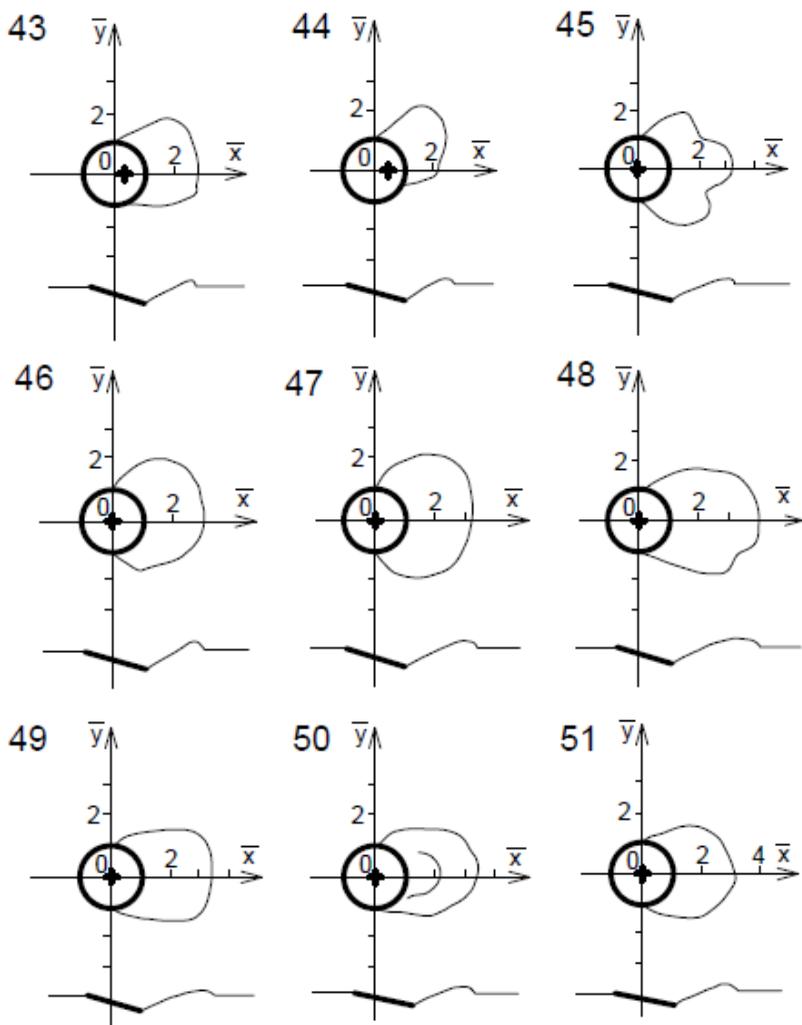


Рис. 5.17. Продолжение (лист 6)

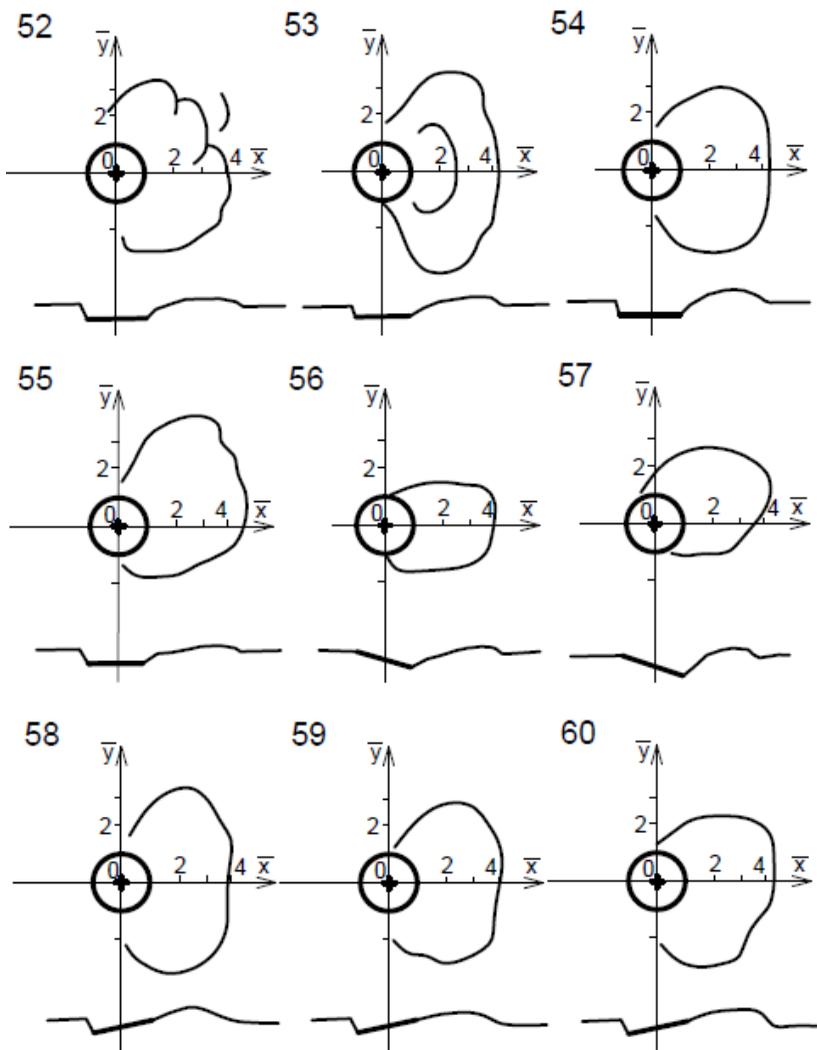


Рис. 5.17. Продолжение (лист 7)

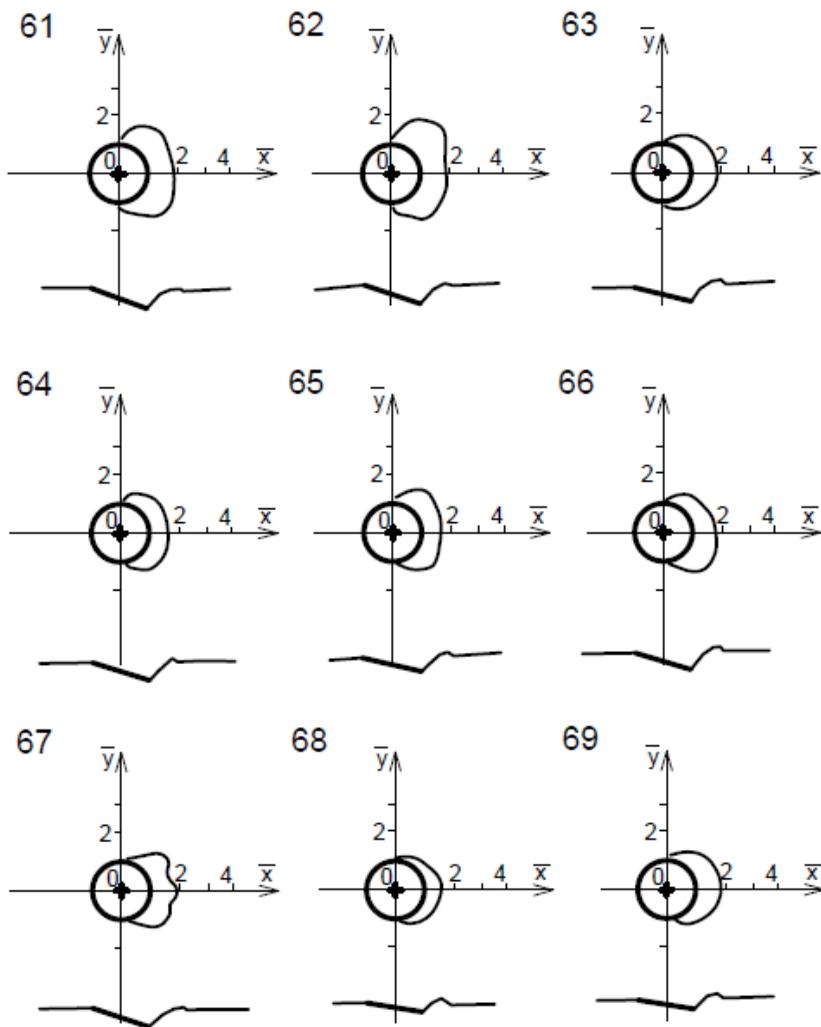


Рис. 5.17. Продолжение (лист 8)

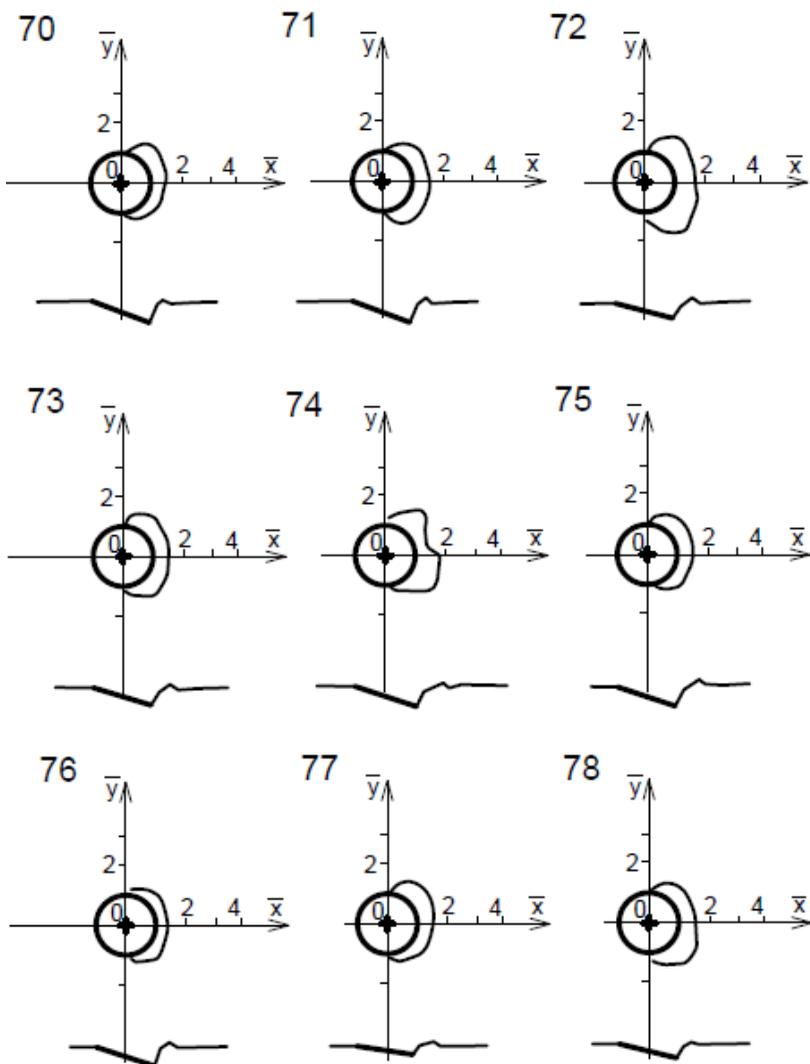


Рис. 5.17. Окончание (лист 9)

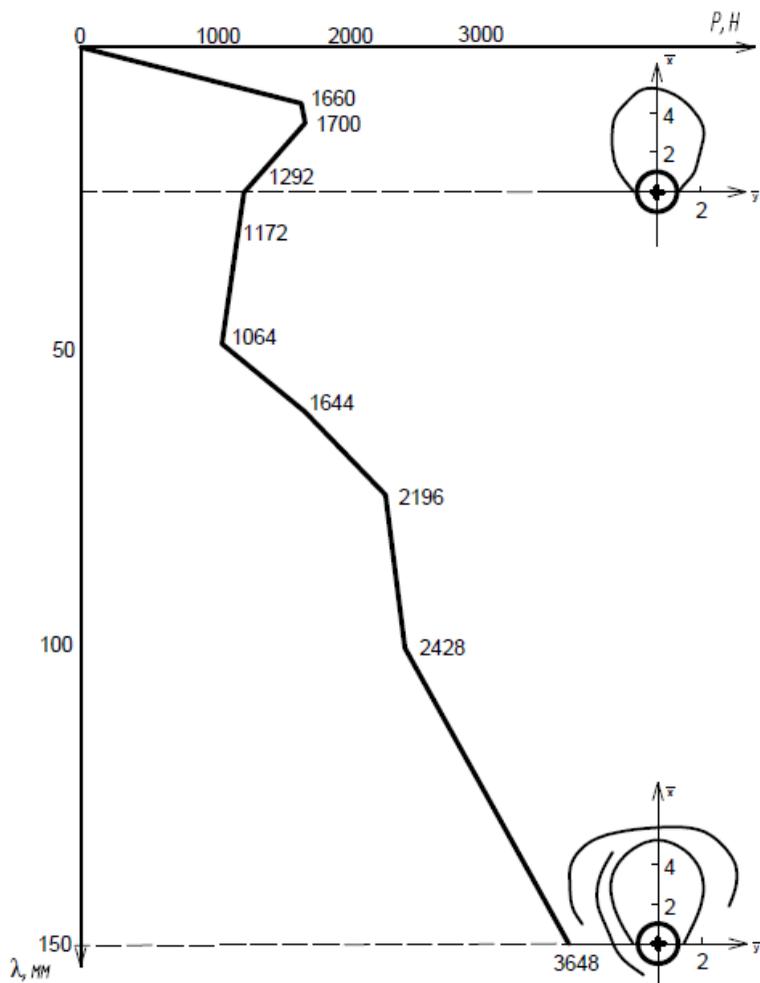


Рис. 5.18. Нагрузки на штамп диаметром 100 мм и формы разрушения при вдавливании до $\lambda = 1,5$

Определение линий скольжения у заглубленных фундаментов.
 Ряд картин приведен в [12], дополнительные показаны на рис. 5.19 – 5.23. В опыте на действие горизонтальной силы (рис. 5.19, а) со стороны передней и задней граней образовалось по две поверхности скольжения, в опыте на действие внецентренной вертикальной силы (рис. 5.19, б) – по три. При столь больших перемещениях моделей поверхности скольжения образовывались и у низа передней грани.

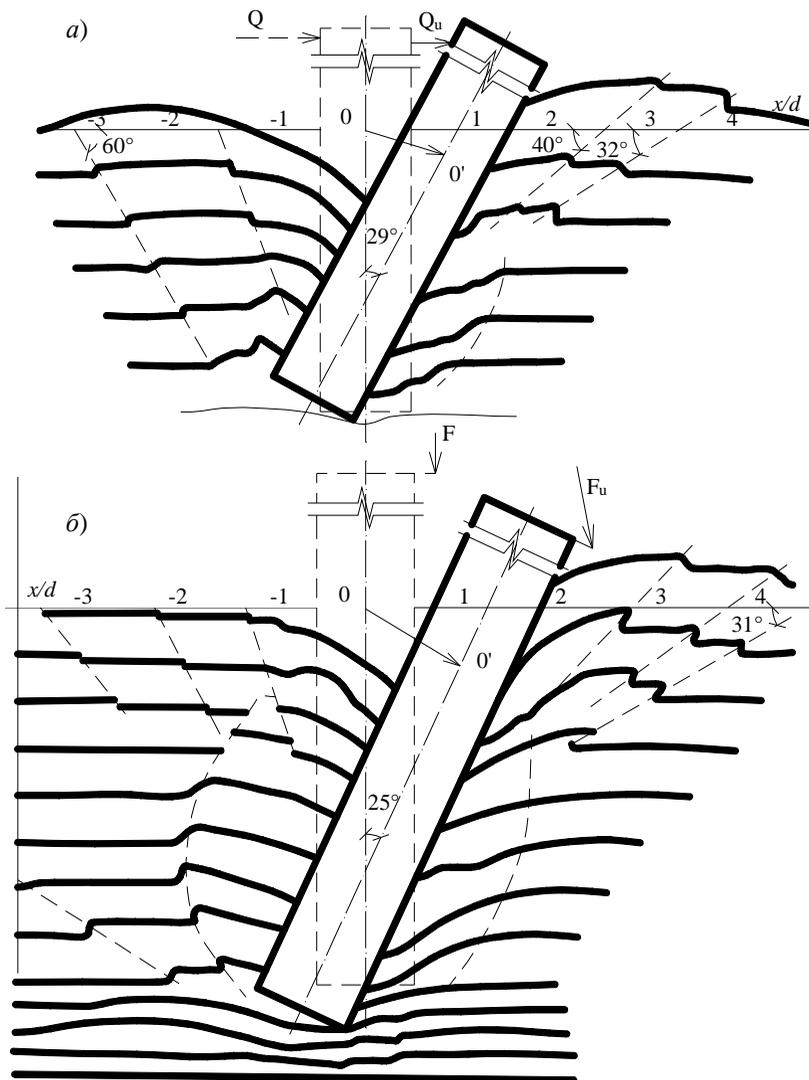
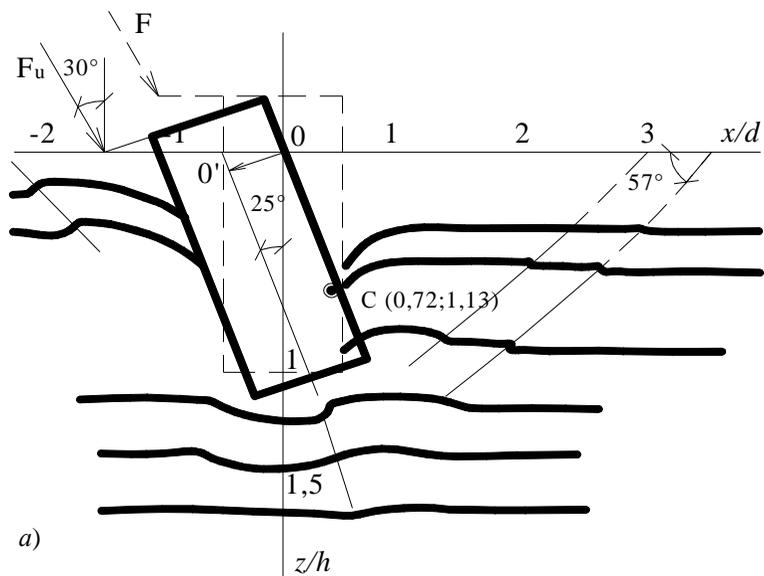
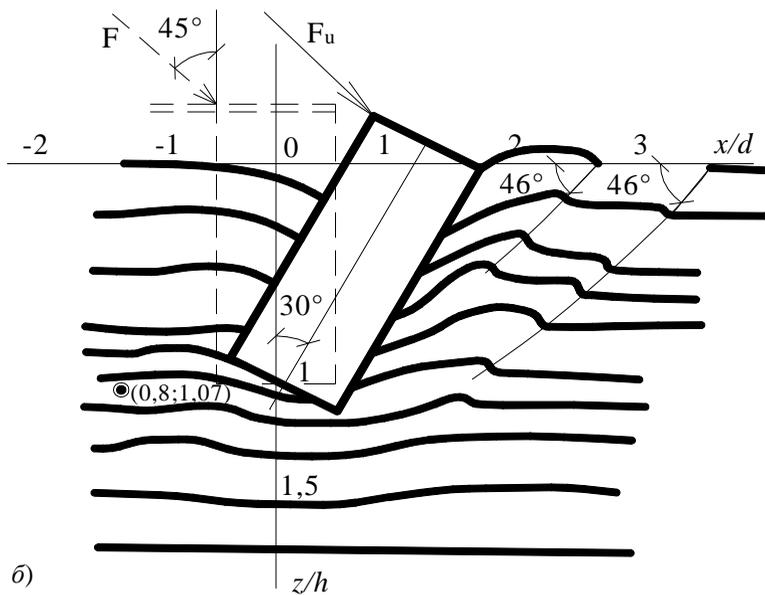


Рис. 5.19. Схема деформирования окрашенных полос
 при $\delta = 90^\circ$ и $\lambda = 3$ (а); $\delta = 0$, $e_0 = 1,5$ и $\lambda = 4$ (б)



a)



б)

Рис. 5.20. Схема деформирования окрашенных полос при $\lambda = 2$ и $e_0 = -2$, $\delta = 30^\circ$ (а); $e_0 = -1$ и $\delta = 45^\circ$ (б)

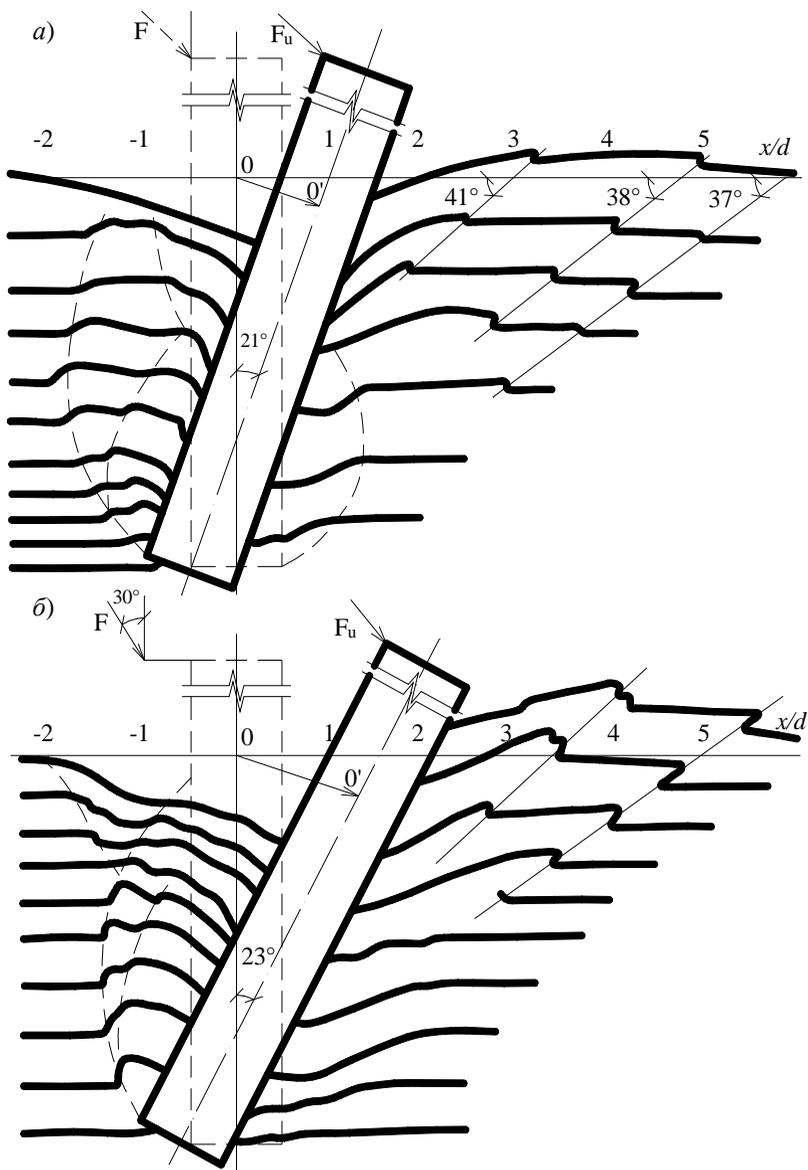


Рис. 5.21. Схемы деформирования окрашенных полос песка в основании плоской модели фундамента с $\lambda = 4$ и $\delta = 45^\circ$ (а) и 30° (б)

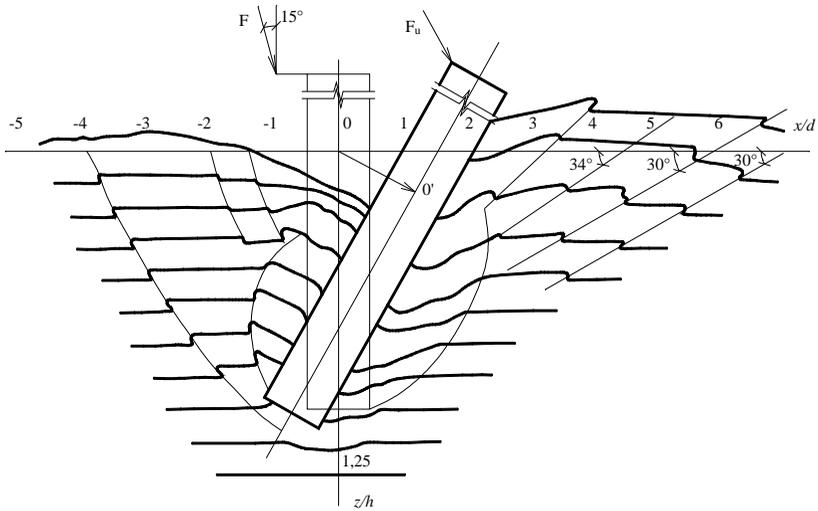


Рис. 5.22. Схема деформирования окрашенных полос песка при $\lambda = 4$; $\delta = 15^\circ$ и $e_0 = -2$

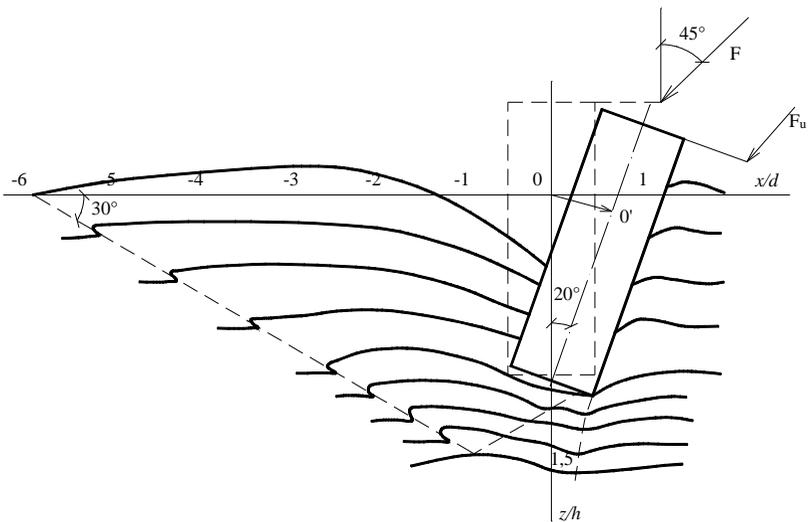


Рис. 5.23. Схема деформирования окрашенных полос песка в лабораторном опыте при $\lambda = 2$; $e_0 = -2$ и $\delta = 45^\circ$ (а) в естественном песчаном основании (площадка 7 [11]) перед буронабивным фундаментом $d = 50$ см, $\lambda = 4$ (б)

В зависимости от соотношения e_0/δ поворот происходил как вправо, так и влево (рис. 5.20). Координаты центра вращения, обозначены буквой «с»: $x_c, z_c = f(e_0/\delta, F)$. Для более заглубленных моделей наблюдали хорошо развитые поверхности скольжения у нижнего конца (рис. 5.21, 5.22). Формы их, например, показаны на рис. 5.21, а, подобны описанным в [19]. Как уже отмечалось в [12], поверхности скольжения образуются при достижении определенных величин перемещений моделей и количество их $n = f(F, u)$. Сложная картина деформирования показана на рис. 5.22.

В отдельных опытах, например приведенных на рис. 5.23, а, линии скольжения выходили из-под подошвы модели под углом около 30° к горизонтали.

Выполненные эксперименты показали, что даже в рыхлых песках напряженно-деформированная зона распространяется до $9d$ и более (см. рис. 5.22) в обе стороны от модели.

Опыты с крупномасштабными буронабивными моделями фундаментов в естественном песчаном основании (подробнее см. в [11]) показали, что при действии горизонтальной силы в уровне поверхности линии скольжения отходили от передней грани вниз (рис. 5.23, б). Выход их на поверхность грунта не был зафиксирован.

Глубина зоны деформации грунта. Под зоной деформации понимают область, в которой имеют место остаточные перемещения. Для измерения применяют приборы с точностью 0,1 или 0,01 мм. Известны исследования в этом направлении, выполненные под руководством В. Н. Голубкова, К. Е. Егорова, П. А. Коновалова и других ученых.

Ниже (рис. 5.24) приведены результаты опытов автора в мало-влажном среднезернистом песке средней крупности, послойно уплотненном до $p = 1,7 \text{ г/см}^3$.

В опытах использовали металлические модели диаметром 22 см с шероховатой контактной поверхностью. Перемещения марок измеряли индикаторами ИЧ-10.

5.3. РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Особое внимание уделяют изучению временных процессов, протекающих, как правило, различно на образцах и в массиве. Испытания проводят в статическом, кинематическом и в смешанном режимах, задаваясь законом нагружения $\sigma(t)$ или деформирования $E(t)$.

Распространены следующие способы лабораторных испытаний для определения реологических свойств грунтов [15] (рис. 5.25):

– трехосное осесимметрическое сжатие циклических образцов (рис. 5.25, б);

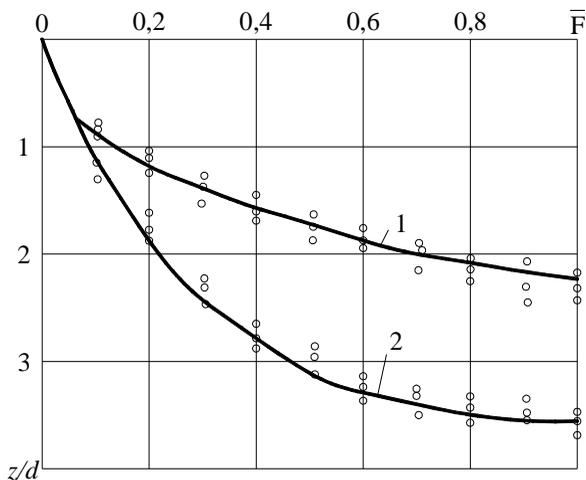


Рис. 5.24. Глубина зоны деформации под подошвой штампа 1 и заглубленного на $\lambda = 1$ фундамента в зависимости от уровня нагрузки

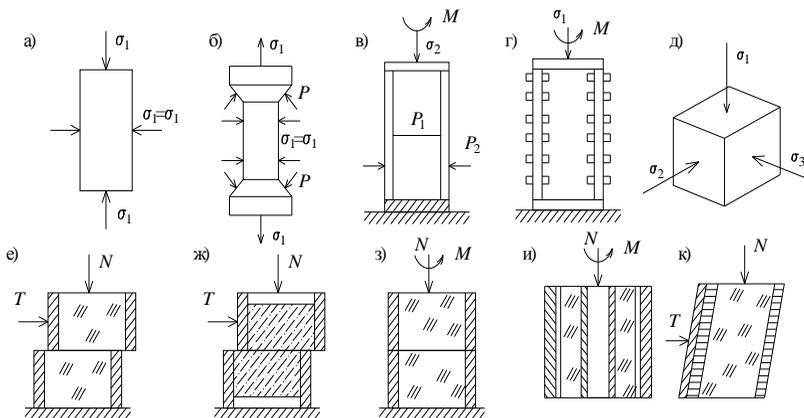


Рис. 5.25. Схемы реологических испытаний грунтов

- трехосное осесимметричное сжатие–растяжение образцов в форме гантели (рис. 5.25, в);
- трехосное осесимметричное сжатие–растяжение и кручение образцов в виде тонкостенного цилиндра (рис. 5.25, г);
- трехосное несимметричное сжатие образцов кубической формы (рис. 5.25, д);

- одноплоскостной срез цилиндрических образцов (рис. 5.25, е);
- принудительный одноплоскостной срез цилиндрических образцов (рис. 5.25, ж);
- срез по внешней цилиндрической образцов путем прокручивания верхней половины цилиндра (рис. 5.25, з);
- кольцевой срез по поперечной плоскости образца в виде толстостенного цилиндра (рис. 5.25, и);
- многоплоскостной срез цилиндрического образца перекашиванием (рис. 5.25, к).

Возможные режимы нагружения показаны на рис. 5.26.

Кривая 1 является предельной поверхности на плоскости τ - δ ; 2 – предельной поверхностью деформирования; 3 – траекторией одноосного сжатия; 4, 5 – траекториями компрессионного сжатия; 7 – наклонной траекторией девиаторного нагружения; 8, 9 – траекторией чистого сдвига; 10 – траекторией предельного сопротивления сдвигу по траекториям разгрузки.

В полевых условиях проводят штамповые испытания статической нагрузкой, штамповые релаксационные испытания и прессиометрические испытания. В двухфазных грунтах определяют реологические свойства отдельно при сдвиге и при уплотнении.

Сдвиговые деформации ведут в режиме чистого или простого сдвига нагружения, чтобы не вызвать дополнительных объемных деформаций и порового давления.

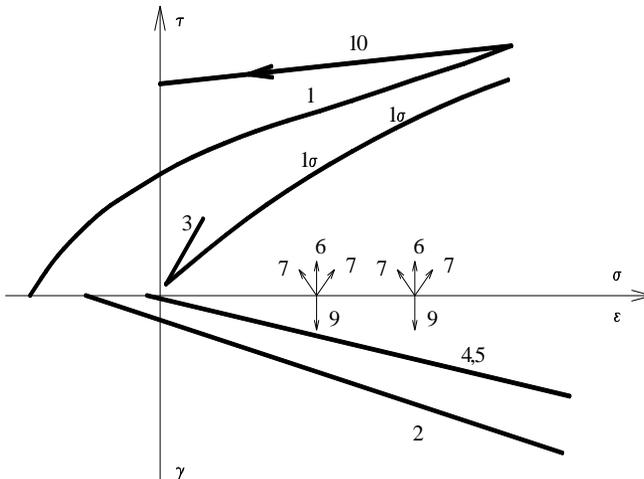


Рис. 5.26. Схема реализации различных траекторий нагружения образцов грунта в условиях сложного напряженного состояния

Релаксационные испытания при сдвиге позволяют получить многочисленные характеристики, в том числе и предел длительной прочности (рис. 5.27) (см. С. С. Вялов, 1992; Г. А. Генчев и др., 1994).

Образцы догружают сверх исходного НДС максимальной уплотняющей нагрузкой, а затем разгружают до различного уровня. Этим достигают практически одинаковую плотность перед этапом девиаторного нагружения.

В приборах трехосного сжатия испытывают образцы глинистых грунтов кубической формы размером 100×100×100 мм заданной плотности-влажности в условиях сложного напряженного состояния ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$) по любой траектории нагружения с измерением давления и компонентов деформации $\varepsilon_1 \neq \varepsilon_2 \neq \varepsilon_3$ с точностью до 10^{-5} .

Ползучесть глинистых грунтов зависит от содержания глинистых фракций, гидрофильности минералов, плотности и влажности грунта, соотношения между действующим касательным напряжением τ и величинами предела длительной прочности τ'_v , условно-мгновенной и стандартной прочности τ_{mid} . При $\tau_m > \tau > \tau_{mid}$ процесс ползучести заканчивается прогрессирующим течением, при $\tau'_v < \tau < \tau_{mid}$ имеет место установившаяся ползучесть, а при $\tau > \tau'_v$ – затухающая ползучесть (рис. 5.28) (см. В. И. Осипов, 1990; З. Г. Тер-Мартirosян, 1990).

Угол наклона предельной прямой (при $\omega = const$) мало зависит от плотности сухого грунта, а начальная ордината зависит существенно. При деформировании с изменением плотности сухого грунта возможно упрочнение за счет увеличения сцепления

$$\tau'_v = \sigma_v \operatorname{tg} \varphi + \sigma_v \operatorname{tg} \alpha + c_0 = \sigma_v \operatorname{tg} \varphi' - c_0,$$

где τ'_v – предельное сопротивление сдвигу по плоскости среза; σ_v – уплотняющее нормальное напряжение на плоскости среза; φ – истинный угол внутреннего трения; α – угол упрочнения; c_0 – сцепление, соответствующее начальному состоянию плотности сухого грунта ρ_0 ; φ' – касающийся угол внутреннего трения.

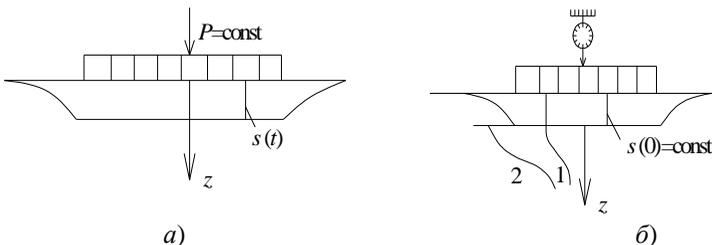


Рис. 5.27. Полевые методы реологических испытаний грунтов: статическое (а) и релаксационное (б) испытания грунтов штампом

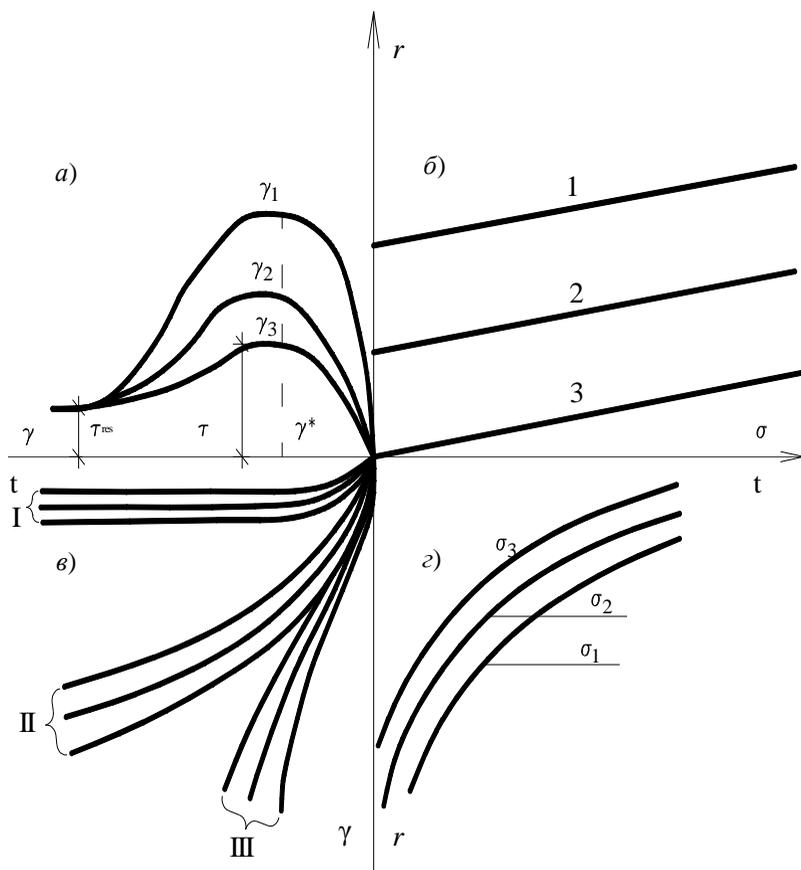


Рис. 5.28. Обобщенная реологическая диаграмма грунта при простом сдвиге:

a – изменение сопротивления сдвигу в зависимости от скорости сдвига ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$); *б* – предельные значения сопротивления сдвигу при различных скоростях сдвига (кривые 1 и 2) и при $\sigma \gg \sigma^*$ (кривая 3); *в* – кривые длительной прочности для различных значений уплотняющей нагрузки; *г* – кривые ползучести при различных величинах касательных напряжений (I группа – $\tau < \tau_{sme}$; II группа – $\tau_{sme} > \tau > \tau''$; III группа – $\tau > \tau''$)

Влияние плотности сухого грунта устанавливают путем испытания образцов разной плотности при неизменной влажности. Предварительно грунт обжимают максимальной уплотняющей нагрузкой, а затем касательными напряжениями при различных уровнях уплотняющей нагрузки.

Испытания [3] на прямой сдвиг рекомендуется проводить с одновременным воздействием нормального напряжения при различных режимах сдвигаемого напряжения τ : $\tau = \text{const}$; $\Delta\tau = \text{const}$; $\dot{\gamma} = d\gamma/dt = \text{const}$; $\tau = f(\dot{\gamma})$ (динамические испытания в условиях релаксации напряжения); то же при ступенчатом возрастании напряжения.

Для описания процесса ползучести используют теории: деформационного старения $\dot{\gamma} = f(\tau, t)$; течения $\dot{\gamma} = f(\tau, t)$; упрочнения $\dot{\gamma} = f(\tau, \dot{\gamma})$.

Наследственную

$$\gamma_1 = \int_0^t f_1(\dot{\gamma}/\tau) f_2(\tau) dt.$$

Лучшие совпадения с опытом дает теория упрочнения:

$$\dot{\gamma} = \frac{\alpha \tau^{-1/\alpha}}{\gamma^{\alpha-1}} \left[1 + \left(\frac{\dot{\gamma}}{\tau} \right)^{1/\alpha} t_f \right],$$

где $\tau_f = \frac{\beta}{(t_f + t_1)/B}$; τ_f – разрушающая нагрузка; $t_1 \leq 1$; A , β и B –

параметры; t_f – время до разрушения; $\tau = (\tau/A)^{1/m}$ – напряжение сдвига; $\dot{\gamma}$ – деформация сдвига.

При $\tau = \text{const}$ $\dot{\gamma} = \tau \left(\frac{\tau}{1 - t/t_f} \right)^\alpha$, а при $\sigma \neq 0$ уравнение длительной

прочности является комбинацией реологического уравнения и условия прочности Мора–Кулона

$$\tau_f = \beta / \ln \frac{t_f + t_1}{B} + \sigma \text{tg} \varphi.$$

Для $t_f \gg t$ $\dot{\gamma} = \tau t^\alpha$. Это уравнение описывает затухающую ползучесть и широко применяется в геотехнических расчетах. Переход от затухающей ползучести к незатухающей определяется моментом времени

$$t = (1 - \alpha)t_f.$$

При $t \rightarrow t_f$ деформации и их скорости возрастают и происходит незатухающая ползучесть, а при $t = t_f$ – разрушение.

Деформационные параметры A , α и m определяют с учетом фиктивного времени

$$\hat{t} = \int_0^t \frac{d\gamma}{\dot{\gamma}(\gamma)},$$

тогда

$$\gamma = \tau(\hat{t}/(1-\hat{t}/t_f)).$$

При $\hat{t} \leq t$

$$\hat{t} = \frac{\gamma^{(1+b_1)}}{a_1(b_1+1)}.$$

При $\hat{t} > t^*$

$$\hat{t} = t^* + (\hat{t} - t^*) = \frac{\gamma^{*(1+b_1)}}{a_1(1+b_1)} + \frac{\gamma^{*(1-b_1)} - \gamma^{(1-b_2)}}{a_2(1-b_2)},$$

это соответствует незатухающей ползучести.

Для сокращения длительности испытаний рекомендуют применять ускоренные методы (рис. 5.29).

Параметры прочности и упрочнения неводонасыщенных глинистых грунтов. По [15] условие прочности Кулона означает, что на рассматриваемой площадке ν скольжение одних частиц по отношению к другим возможно тогда и только тогда, когда

$$\tau_\nu > \tau'_\nu, \quad \tau'_\nu = \sigma_\nu \operatorname{tg} \varphi + c.$$

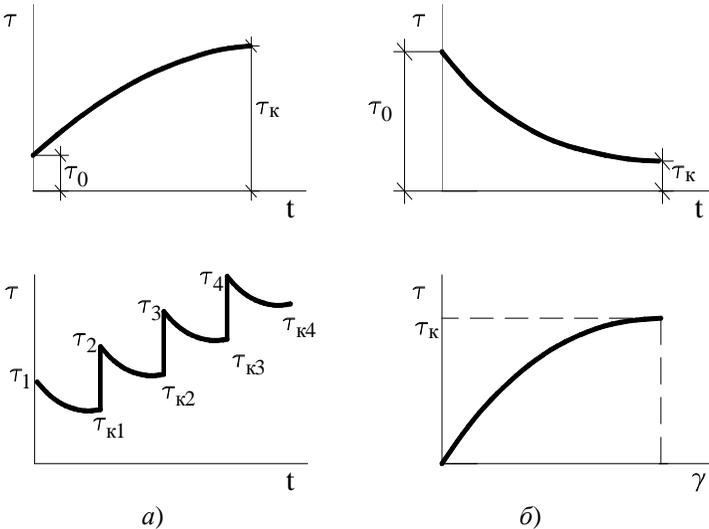


Рис. 5.29. Схемы ускоренных испытаний для определения параметров ползучести и длительной прочности:

a – режим нагружения; *б* – результаты испытаний;

l – релаксационно-ползучий режим $\tau = \varphi(\gamma)$, однократное нагружение;

б – то же ступенчатое нагружение

Согласно схеме упругопластического деформирования пластические деформации до разрушения отсутствуют (рис. 5.30), а схеме упруговязкопластического разрушения – каждая ступень нагружения вызывает упрочнение. Деформации со временем затухают. Это связано со сдвиговыми объемными деформациями, которые определяют состояние грунта в момент разрушения. Любое приращение касательных напряжений при неизменном σ , φ и при постоянстве ориентации площадок скольжения приводит к переходу через определенное время в сцепление.

Упрочнение при чисто девиаторном нагружении определяют через тангенциальный модуль сдвига:

$$\Delta c = \Delta \tau = \Delta \gamma G_y^p;$$

$$\Delta c(\varepsilon) = K_\varepsilon \Delta \varepsilon^p;$$

$$\Delta c(\gamma) = K_\gamma \Delta \gamma^p;$$

$$\Delta c = K_\varepsilon \Delta \varepsilon^p + K_\gamma \Delta \gamma^p = G_y^p \Delta \gamma,$$

где K_ε и K_γ – параметры упрочнения, определяемые из эксперимента.

Для вычисления K_ε и K_γ проводят два испытания. В первом исключают объемные деформации и определяют $K_\gamma = \Delta c / \Delta \gamma$, во втором учитывают их и определяют $K_\varepsilon = (\Delta c - \Delta c_1) / \Delta \varepsilon$.

Кроме того, определяют следующие параметры прочности: величину угла внутреннего трения φ , не зависящего от плоскости сухого грунта и скорости деформирования и зависящего от влажности, минералогического и гранулометрического состава:

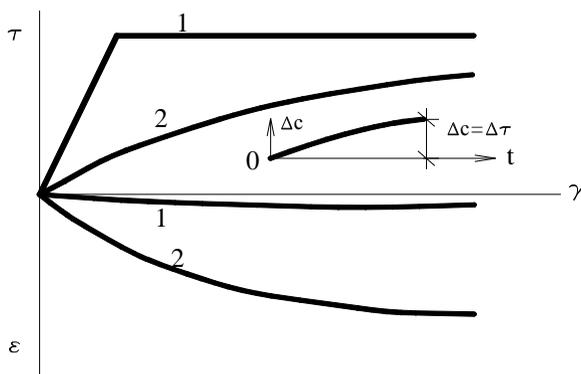


Рис. 5.30. Диаграммы сдвига неводонасыщенного глинистого грунта:

1 – при пластическом деформировании без упрочнения;

2 – при упруговязкопластическом деформировании с упрочнением

– удельное сцепление c , обусловленное жесткими кристаллизационными и гибкими водно-коллоидными связями; оно зависит от плотности–влажности и имеет значение

$$c_m > c_{\text{stab}} > c_l > c_{\text{res}};$$

– вязкость η , зависящую от плотности–влажности грунта и уплотняющей нагрузки; она определяет вязкое сопротивление сдвигу;

– параметры упрочнения K_ϵ и K_γ ;

– структурное сцепление c_{str} , определяемое по результатам испытаний на сдвиг образцов ненагруженной и нагруженной структуры при одинаковых значениях плотности–влажности.

Ползучесть песков. Прочностные, деформационные и реологические характеристики песков определяются их составом, состоянием, текстурой, структурой, типом структурных связей. Генезисом, режимом деформирования и т.д. По условиям образования, природе сил и энергии взаимодействия контакты подразделяются [12] на контакты зацепления, коагуляционные, точечные, кристаллизационные, цементационные. Для песчаных грунтов характерны контакты зацепления. Они ведут себя как жесткопластические тела с пластичностью, развивающейся по законам сухого трения.

В [16] приведены результаты компрессионного испытания на ползучесть сухого мелкозернистого песка с $e = 0,889$. Опытная кривая незначительно отличалась от логарифмической. При большей начальной плотности явление ползучести менее выражено (рис. 5.31, *a*).

Там же [16] описаны данные Е. Нонвейлера по компрессионному сжатию водонасыщенных мелкозернистых песков рыхлого и плотного сложения (рис. 5.31, *b – d*). Длительность испытаний достигала 1000 дней. Осадка образца за время $t\Delta h_i$ представлена зависимостью

$$\Delta h_i = \Delta h_1 + \alpha t g(t/t_1),$$

где Δh_1 – осадка за время t_1 (1 день); α – градиент осадки за логарифмический цикл, т.е. наклон кривой «осадка–время» на полулогарифмическом графике.

Жихович В. В. исследовала [9] ползучесть мелкозернистого ($e = 0,705$, $\omega = 0,04$) и среднезернистого ($e = 0,678$, $\omega = 0,02$) однородных песков на срезных приборах с подвижной кареткой. Скорость ползучести в двойных логарифмических координатах прямолинейно убывала во времени. Скорость и деформация ползучести описаны уравнениями:

$$v_t = v_0(t/t_0)^{-b};$$

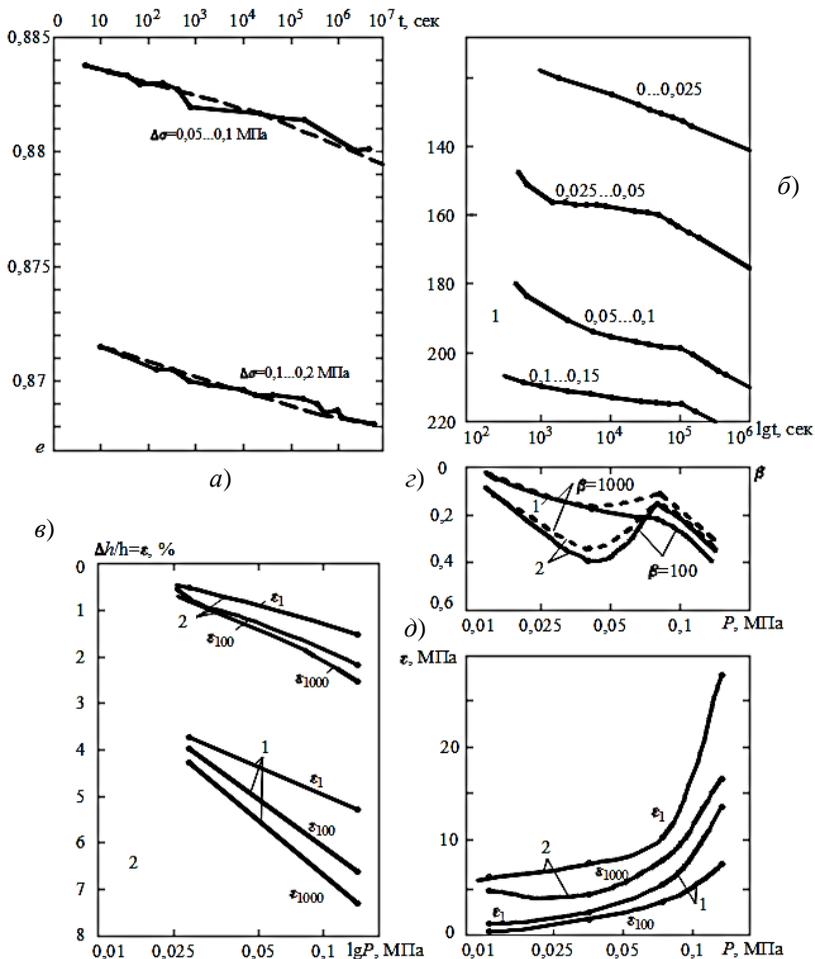


Рис. 5.31. Графики ползучести сухого мелкозернистого песка (опыты Шгукле) (а); результаты компрессионных испытаний водонасыщенных мелкозернистых песков (по Нонвейлеру) (б), (в); зависимость ϵ , β и E от нагрузки и длительности испытания (в – д): 1 – рыхлый песок; 2 – то же плотный

$$\theta_t = \theta_0 + \frac{\gamma_0 t_0^b}{1-b} (t^{1-b} - t_0^{1-b}),$$

где $t_0 = 100$ мин; $b = 0,82 \dots 0,835$.

5.3. Результаты испытаний намытого песка

Показатели	Время в годах с момента намыва		
	1,5	3,5	5,5
E , МПа при $\sigma = 0,3$ МПа	12,1	17,3	3,8
τ , МПа при вращательном срезе	0,032	0,079	0,088
Число ударов молота для погружения зонда на 10 см	4,9	7,1	11,6

Упрочнение намывных песков. Результаты исследований описаны в [2, 6]. Процесс самоуплотнения намывных песков мелких и средней крупности заканчивается в течение первого месяца после намыва. Изменение во времени механических характеристик маловажных песков средней крупности видно из табл. 5.3.

В [2] показано влияние сцепления упрочнения, морфологии зерен, вещественного состава на прочностные и деформационные свойства песков. К числу основных направлений исследований природы прочности песков относят изучение химико-коллоидных процессов на поверхности песчаных частиц. Сцепление упрочнения в песках, обусловленное коллоидом кремнезема, может достигать 0,02...0,03 МПа и более.

Наиболее высокая скорость упрочнения наблюдается в первые три месяца после намыва. Спустя шесть месяцев она замедляется. При проектировании учитывают возраст намытой толщи, характеристики грунта определенных этапов строительства и их значения по глубине.

5.4. РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

5.4.1. Испытания на ползучесть и длительную прочность

В [10] приведены данные наблюдений за ползучестью песка. На рисунке 5.32 показано развитие осадок штампов $d = 12,5$ см во времени на отдельных ступенях нагружения. Для удобства представления данных масштаб по вертикали принят разным. Песок воздушно-сухой $\rho = 1,58$ г/см³.

При снятии нагрузки наблюдали упругомгновенные деформации и деформации ползучести. На рисунке 5.32 для примера приведен результат одного из опытов ($d = 12,5$ см; $\omega = 0,005$; $\rho = 1,56$ г/см³). Как видно, деформации упругого последствия (ползучесть второго рода)

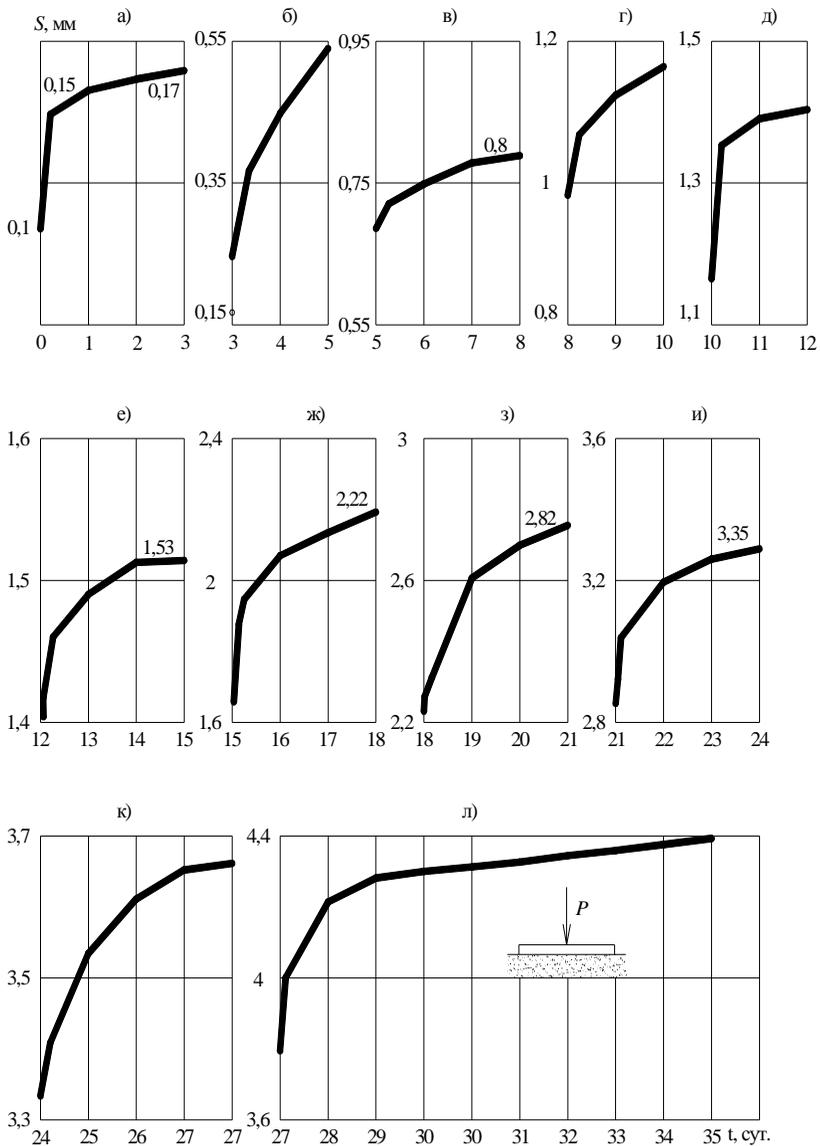


Рис. 5.32. Изменение осадки штампа во времени на отдельных ступенях нагружения (МПа, 10^{-2}):

а – 0,33; *б* – 0,67; *в* – 1; *г* – 1,33; *д* – 1,67; *е* – 2; *ж* – 2,33;
з – 2,67; *и* – 3; *к* – 3,33; *л* – 4,33

малы по сравнению с деформациями ползучести второго рода. Величины упругомгновенной деформации составляют 74% от полной.

В таблице 5.4 приведены результаты опыта на воздушно-сухом песчаном основании с $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$ со штампом диаметром 125 мм при действии осевой вертикальной нагрузки.

В первой строке табл. 5.4 приведены значения относительных осадок при $\bar{F} = 0,125$, во второй – при $\bar{F} = 0,25$. Далее произведена полная разгрузка (третья строка) и последующее нагружение до $\bar{F} = 0,25$. Относительные осадки при $\bar{F} = 0,25$ даны в четвертой строке таблицы и т.д.

5.4. Зависимость относительных осадок штампа от режима нагружения

\bar{F}	$s \cdot 10^{-2}$ при t , час нагружения или разгружения						
	0	1/4	0,5	1	2	24	240
1	2	3	4	5	6	7	8
0→0,125	0,16	0,21	0,22	0,22	0,21	0,27	
0,125→0,25	0,52	0,57	0,58	0,58	0,58	0,59*	
0,25→0	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,58	
0→0,25	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,61	
0,25→0,375	0,95	0,99	1,00	1,02	1,03	1,06	
0,375→0	1,04	1,05	1,04	1,03	1,03	1,02	
0→0,375	1,11	1,12	1,12	1,12	1,12	1,14	
0,375→0,5	1,59	1,61	1,63	1,63	1,75	1,97**	
0,5→0	1,91	1,90	1,90	1,89	1,89	1,87	
0→0,5	1,96	1,96	1,97	1,98	1,98	2,02	
0,5→0,625	2,57	2,61	2,69	2,71	2,76	2,80	
0,625→0	2,72	2,71	2,71	2,70	2,70	2,68	
0→0,625	2,73	2,74	2,74	2,75	2,76	2,84	
0,625→0,75	3,14	3,20	3,22	3,24	3,25	3,36*	
0,75→0	3,22	3,22	3,21	3,20	3,20	3,16	
0→0,75	3,36	3,36	3,36	3,37	3,39	3,49	
0,75→0,875	3,56	3,63	3,67	3,73	3,74	3,80	4,04

Примечание: * – $t = 48$ ч; ** – $t = 72$ ч.

В другом опыте со штампом (рис. 5.33) диаметром 100 мм при $\bar{F} = 0,65$ получены следующие результаты:

t , сут.	1	3	20	27	34	41	48	55	62	69	83
s , мм	0,65	0,81	1,09	1,29	1,32	1,87	1,92	1,92	1,95	1,95	1,97

Для исследования ползучести и длительной прочности использовали прибор следующей конструкции (рис. 5.34).

В металлический ящик 1 укладывали и послойно уплотняли до $\rho = 1,58 \text{ г/см}^3$ воздушно-сухой песок. По вертикальной оси ящика предварительно жестко закрепляли вертикальный стержень с приклеенным по поверхности слоем песка. Резиновая прокладка 5 препятствовала утечке песка. К стержню приварены площадки 9 для упора ножки индикаторов. Внутренняя поверхность боковых стенок ящика была покрыта тонким слоем технического вазелина. Перед очередной укладкой песка стержень 2 закрепляли, укладывали песок, устанавливали индикаторы. Затем освобождали от крепления стержень. Вес стержня с подвеской являлся первой ступенью нагружения.

По результатам нескольких опытов определяли разрушающую нагрузку при условно-мгновенном нагружении. Затем, в последующих опытах, постепенно уменьшали величину длительно действующей нагрузки и определяли время до разрушения – долговечность (рис. 5.35, 5.36).

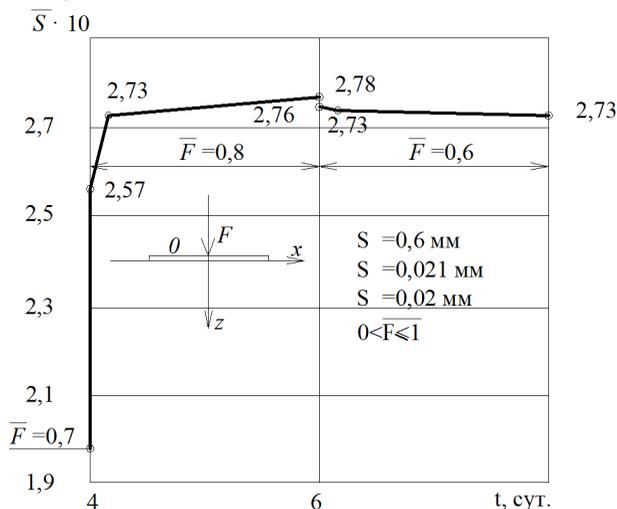


Рис. 5.33. Осадки штампа при увеличении нагрузки на ступень и при частичной разгрузке

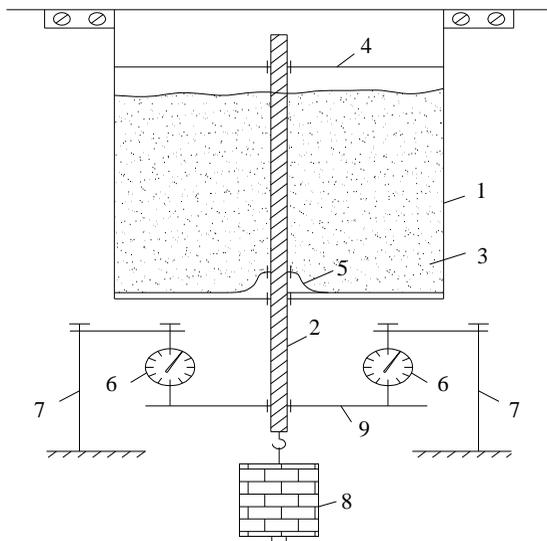


Рис. 5.34. Схема прибора для определения ползучести и длительной прочности:

1 – ящик; 2 – стержень; 3 – песок; 4 – направляющие для стержня;
 5 – резиновая прокладка; 6 – индикаторы; 7 – держатели для индикаторов;
 8 – груз; 9 – площадки под ножки индикаторов

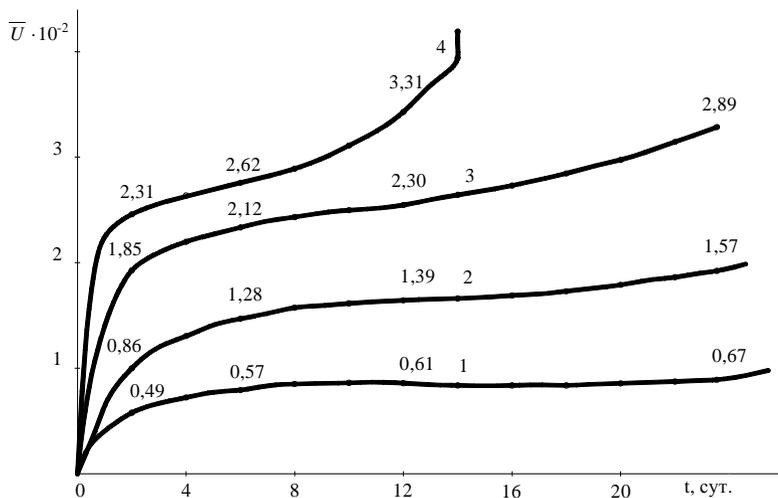


Рис. 5.35. Кривые ползучести песка при \bar{F} :
 1 – 0,5; 2 – 0,7; 3 – 0,8; 4 – 0,9

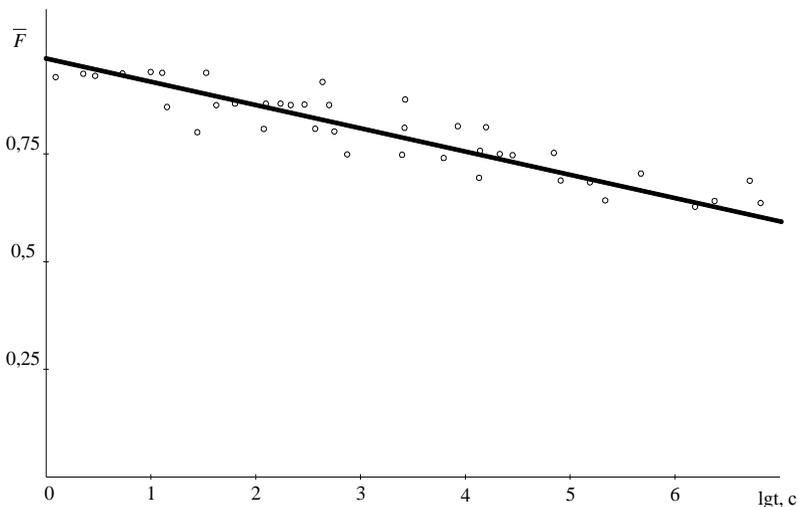


Рис. 5.36. Длительная прочность песка

При расчете оснований следует учитывать соотношение кратковременных и длительных нагрузок, изменения его во времени.

Почти во всех опытах с воздушно-сухим песком наблюдали деформации ползучести. Часто, скорость ползучести была примерно постоянной в течение эксперимента. Это явление объясняется, на наш взгляд, следующими соображениями. Число контактов зерен на каждый квадратный сантиметр поверхности разрушения достигает десятки тысяч. Под действием нагрузки происходит смещение и вращение частиц, их разрушение и разрушение контактов зацепления. При столь огромном числе контактов и наличии отмеченных выше реологических процессов на отдельных участках развиваются микродвиговые процессы, перераспределяются напряжения со слабых на более прочные контакты, создаются новые условия равновесия. Длительное деформирование грунта вызывается разрешением сначала слабых контактов, а затем более прочных. Таким образом, наличие контактов разной прочности, разных условий соприкосновения зерен, разной интенсивности полей напряжений, дефектов зерен и тому подобного вызывают ползучесть песка.

В областях концентрации напряжений соотношения векторов сдвигающих и удерживающих напряжений меняются с изменением нагрузки, во времени и пространстве.

Компрессионные и сдвиговые испытания. Опыты проводили на приборах конструкции Гидропроекта. Мелкозернистый воздушно-

сухой песок (данные о гранулометрическом составе см в [10]) засыпали в кольца приборов и уплотняли до $\rho = 1,59 \text{ г/см}^3$.

Результаты компрессионных испытаний приведены в табл. 5.5.

В опытах на прямой сдвиг длительность опытов составляла до 100 сут. При $\sigma = 0,2 \text{ МПа}$ и $\tau = 0,04$ и $0,05 \text{ МПа}$ по результатам шести опытов сдвиг в среднем происходит через 45 суток.

В связи с освоением районов континентального шельфа важное значение приобретают исследования взаимодействия оснований с гравитационными железобетонными платформами. Процессы консолидации и скорости изменения порового давления тесно связаны со скоростью балластировки. Изменение порового давления связано с прочностью: при подъеме парового давления прочность грунта снижается, при падении – повышается.

Расчеты [13] выполнены при различных скоростях балластировки (a , МПа/сут), коэффициентах фильтрации (K_F , м/сут). Зона максимальных значений избыточного порового давления находится в области под центром штампа (рис. 5.37). С увеличением коэффициента фильтрации с 10^{-4} до 10^{-2} м/сут характер распределения меняется: оно распределяется более равномерно, а замкнутая область максимальных значений порового давления отсутствует.

Исследование намывного песчаного основания. Гидронамыв был применен при подготовке участка строительства завода кожсырья в г. Курске. Территория завода расположена на первой правой надпойменной террасе р. Сейм и сложена аллювиальными отложениями четвертичного возраста. Сверху залегает чернозем 0,7...1 м, ниже суглинков от текучепластичной до твердой консистенции 0,2...2 м. Суглинков подстилается песком средней плотности, средней крупности, мощностью 7 м. Грунтовые воды на период изыскания находились на глубине 2,4...3,5 м от поверхности. Весной вся территория затапливалась на высоту до 2 м.

5.5. Зависимость скоростей осадок от интервала наблюдения и величины нормального давления

Интервал наблюдения, сут	Давление, МПа для опытов		Скорости осадок, мм/сут·10 ⁻³ для опытов	
	1	2	1	2
3...122	0,1	0,2	0,75	2,10
122...144	0,2	0,3	3,75	2,27
144...191	0,3	0,4	2,12	0,42

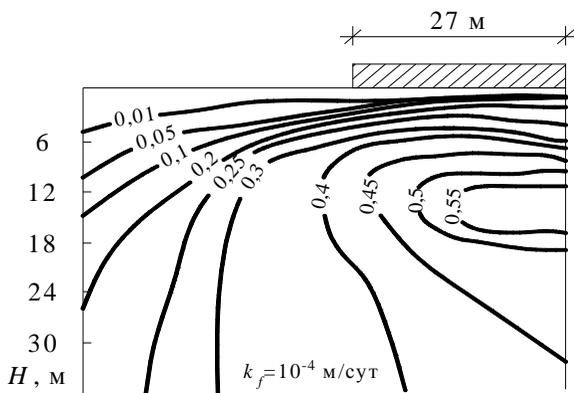


Рис. 5.37. Изобары порового давления с основания гравитационной платформы в момент окончания балластировки при нагрузке 1 МПа; скорость балластировки $\alpha = 0,1$ МПа/сут, $t = 10$ сут

По проекту растительный слой срезался и производился гидронамыв песка толщиной слоя 4 м. После намыва отрывался котлован глубиной 2,65 м и устраивались монолитные столбчатые фундаменты стаканного типа. Фактически был произведен гидронамыв в два этапа и применены фундаменты-оболочки. Сначала осуществлялся намыв площадки слоем 1 м, укладывались плиты П12-1, устанавливался конус фундаментов-оболочек СК-2-1а и далее производился намыв фундаментов на высоту 2 м. Объем земляных работ уменьшился на 18,5 тыс. м³, а трудозатраты – на 180 тыс. чел./ ч. Продолжительность устройства фундаментов была сокращена на 6,5 месяцев.

Намытый песок имел следующий состав: размер частиц 0,05... 0,25 мм – 26,8%; 0,25...0,5 мм – 50,4%; 0,5...2 мм – 22,8%. Не нарушая структуры грунта, были проведены пенетрационные испытания песка конусом длиной 200 мм с углом при вершине 30°. Характеристики песка приведены в табл. 5.6.

5.6. Зависимость удельного сопротивления пенетрации от времени намыва песка

t , мес	ρ , г/см ³	ω	R , МПа
0,5	1,52	0,28	0,10
3	1,60	0,18	0,18
7	1,62	0,14	0,22
12	1,63	0,10	0,25
28	1,63	0,08	0,28

После устройства искусственного песчаного основания происходит образование структуры с изменением физико-механических свойств грунта во времени (старение). Силовое воздействие в этот период (предыстория нагружения) оказывает существенное влияние на характеристики грунта (см. Л. Д. Белый и др., 1978; Н. Я. Денисов, 1972).

Прочность и деформативность основания зависит от режима нагружения, возраста основания τ ко времени передачи нагрузки, длительности действия нагрузки $t - \tau$, деструктивных процессов.

В процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений происходит изменение порового давления в грунте. Прогнозирование величины и скорости этого изменения чрезвычайно важно для оценки устойчивости основания. Длительные натурные экспериментальные исследования оснований свайных фундаментов проводил А. А. Бартоломей (см. Р. С. Злангиров, А. П. Афонин, 1987; В. И. Осипов, 1990).

Наблюдения за осадками зданий, построенных на фундаментах разной конструкции и в разных инженерно-геологических условиях, показали, что за период эксплуатации осадки могут возрасти в несколько раз. Осадки свай в песках за несколько лет увеличиваются до 3 – 6 раз, в глинах – до 5 – 10 раз. При относительно небольших уровнях нагрузки длительные деформации малы.

Автор в течение двух лет проводил наблюдения за развитием осадок во времени здания промышленной базы в г. Курске. В основании залегали суглинки тугопластичной консистенции ($c = 0,023$ МПа; $\varphi = 21^\circ$; $E = 11$ МПа; $\rho = 1,76$ г/см³). Фундаменты буронабивные диаметром 80 см, глубиной заложения 2 м. Бетон класса В15 с осадкой конуса 15 см. Уровень нагрузки под подошвой составлял 0,3. Осадки фундаментов при статических испытаниях при $\bar{F} = 0,35$ равнялись 11,8 мм. Средние величины осадок трех фундаментов в составе здания при строительстве и через 1, 3, 6, 12 и 24 месяцев соответственно составили 8,9; 13,5; 18,1; 18,9 и 21,3 мм.

Ползучесть и длительная прочность бетона. В расчетах [14] полную деформацию принимают равной сумме деформации усадки, мгновенной деформации и деформации ползучести. Значение модуля упругости бетона $E_B(t)$, предельные значения меры ползучести $C^N(\sim, 28)$ и деформации усадки $\varepsilon^N(\sim, 7)$ принимают среднестатистическими с обеспеченностью 0,5. Изменение усилий в элементах системы вследствие ползучести бетона учитывается коэффициентом затухания $H^0(t, t_0)$ (Рекомендации по учету ползучести и усадке бетона..., 1988).

Прочность бетона при длительном действии нагрузок. Время до разрушения грунта под нагрузкой (долговечность) сокращается с увеличением напряжений. Количественных данных по этому вопросу недостаточно. Объясняется это в значительной продолжительности экспериментов и разбросом данных. Нет единого мнения о величине предела длительной прочности, влиянии на него разных факторов. Например, характера напряженного состояния. Относительный предел длительной прочности при сжатии составляет 0,7...0,95 при сдвиге 0,7...0,8.

В результате образуются местные очаги концентрации напряжений, приводящие к микротрещинам и разрушению (А. А. Гвоздев). Гвоздев А. А. рекомендовал длительную прочность бетона принимать $0,8R_t$. По Графу О. и Бреннеру Е. длительная прочность бетона призмочной прочности 20 МПа составила 77...78% кратковременной, а призмочной 40 МПа – 80% (время выдержки 3 сут), т.е. длительная прочность бетона меньше призмочной прочности была несколько ниже, чем для более прочного бетона. Длительная прочность зависит от возраста и момента загрузки (Е. А. Яценко, 1990).

По данным Х. Рюша предел длительной прочности при сжатии определяется по формуле (Б.Ж., 1992, № 6)

$$R_{a+t}^* = R_{28} C_t C_{a+t} C_\lambda,$$

где R_{a+t}^* и R_{28} – предел длительной прочности бетона, загруженного в возрасте t , и при кратковременном нагружении в возрасте 28 сут.; C_t , C_{a+t} – коэффициенты, учитывающие соответственно снижение прочности бетона, вызванное действием нагрузки (процесс деструкции) и повышение прочности, обусловленной продолжающимся твердением цементного камня; C_λ – коэффициент, учитывающий эксцентриситет приложения нагрузки.

Берг О. Я. предложил для определения предела длительной прочности старого бетона формулу

$$R_{в}/R_{в} = 0,35 \lg R_{в} - 0,175.$$

Предел длительной прочности определяется характером структурных дефектов (трещин), вызванных длительно действующей нагрузкой.

По Бергу микроразрушения бетона при первом нагружении создают начальное разрыхление материала, оказывающее решающее

влияние на прочность при воздействии многократно повторяющейся нагрузки. Микротрещины появляются при $\sigma = 0,3$ в зоне сцепления цементного камня с заполнителем.

Мельниченко О. В. для определения K_{Bt} рекомендовал зависимость

$$R_{Bt}/R_B = a - k \lg \Delta t,$$

где a, k – коэффициенты, определяемые в зависимости от класса бетона.

По другим данным, длительная прочность соответствует величине верхней границы трещинообразования. Прочность при длительном действии нагрузки к моменту времени t будет исчерпана, если трещины достигнут суммарной критической длины.

На долговечность железобетона влияют: [17] вид бетона и цемента, характеристики заполнителей, водоцементное отношение, толщина защитного слоя, вид отделки поверхности бетона, качество строительства, условия эксплуатации.

Каждый из этих факторов учитывается набором коэффициентов K_B . Умножая стандартную долговечность, например, 60 лет, на наименьшие величины коэффициентов k_{\min} , получают минимальную долговечность; на наибольшие величины коэффициентов k_{\max} – получают максимальную долговечность. Интервал изменения долговечности железобетонных конструкций составляет от нескольких лет до нескольких сотен лет. Обоснование коэффициентов k_i и регулирование их повышением качества работ, требований к исходным материалам, технологии производства, условиям эксплуатации позволит обеспечить расчетную долговечность.

Исследование уплотняемости воздушно-сухого песка. Плотность определяли цилиндром объемом 1000 см^3 . Песок отсыпали в виде дождя с высоты h' слоями толщиной δ , составляющей определенную долю от высоты цилиндра h . При площади цилиндра 112 см^2 площадь основания деревянной трамбовки составила 15 см^2 . Число ударов трамбовки по площади уплотняемого слоя принимали равномерным. В опытах составили задачу уточнить минимальную и максимальную плотность песка, оценить влияние толщины уплотняемого слоя и высоты отсыпки песка перед уплотнением. Осредненные результаты приведены в табл. 5.7.

При $n > 100$ плотность песка мало изменялась. С увеличением высоты отсыпки песка (перед уплотнением трамбовки) плотность несколько возрастала. Ранее [10] плотность определяли с помощью кольца объемом 200 см^3 . Средняя плотность имела меньшее значение.

5.7. Зависимость плотности песка от высоты отсыпки

h	$\rho, \text{ г/см}^3$ при h, см						
	0	10	20	30	40	50	100
1	2	3	4	5	6	7	8
$\delta = 0,1h$							
0	1,450	1,455	1,460	1,470	1,480	1,485	1,505
10	1,550	1,600	1,605	1,730	1,630	1,630	
20	1,580	1,610	1,700	1,670	1,675	1,675	
30	1,605	1,615	1,705	1,680	1,685	1,705	
50	1,615	1,645	1,710	1,695	1,690	1,715	
70	1,635	1,710	1,715	1,720	1,730	1,720	
100	1,640	1,715	1,720	1,730	1,735	1,725	
$\delta = 0,3h$							
10	1,500	1,620	1,625	1,615	1,615	1,620	
20	1,550	1,625	1,635	1,630	1,635	1,640	
30	1,605	1,660	1,660	1,665	1,660	1,670	
50	1,655	1,675	1,680	1,685	1,670	1,690	
70	1,680	1,690	1,695	1,695	1,705	1,710	
100	1,690	1,700	1,705	1,705	1,710	1,720	
$\delta = 0,5h$							
10	1,550	1,575	1,565	1,565	1,570	1,575	
20	1,575	1,580	1,590	1,600	1,605	1,635	
30	1,590	1,605	1,605	1,615	1,625	1,640	
50	1,630	1,635	1,630	1,655	1,660	1,660	
70	1,635	1,650	1,655	1,670	1,670	1,670	
100	1,640	1,660	1,670	1,675	1,675	1,680	

5.4.2. Влияние уровня нагружения на ползучесть песка

В экспериментах участвовал В. М. Антонов. Опыты проводили с моделями заглубленных цилиндрических фундаментов на послойно уплотненном до $1,58 \text{ г/см}^3$ основании из песка в воздушно-сухом состоянии. Степень неоднородности по Хазену: $C_u = d_{60}/d_{10} = 1,47$ – песок однородный; коэффициент сортировки по П. И. Фадееву: $s_p = d_{90}/d_{10} = 5,3$ – песок квазиоднородный; параметр неоднородности по

В. Д. Мелентьеву: $\Pi = d_{50}d_{90}/d_{10}$ – песок однородный; коэффициент сортировки по Траску: $s_0 = d_{75}/d_{25} = 1,75$. Параметр неоднородности по И. В. Дудлеру: $\Pi_m = d_{50}d_{95}/d_5 = 3,3$ – песок однородный; коэффициент сбега по В. И. Охотину: $K_c = q_2/q_1 = 31,9$ – песок оптимально сортированный.

Морфологию зерен изучили фотографированием микроскопом ММУ-3. Зерна весьма угловатые, несферичные. Коэффициент округленности $\alpha = 0,12 \dots 0,17$; коэффициент сферичности $\beta = 0,6 \dots 0,8$. Коэффициент формы зерен $K_\phi = \alpha\beta = 0,072 \dots 0,136$. Поверхность зерен шероховатая, ступенчатая. Степень шероховатости $R' = 5 \dots 6$.

Угол естественного откоса в воздушно-сухом состоянии равен 28° , при влажности $\omega = 0,05 \dots 0,32\%$.

Плотность воздушно-сухого песка при предельно рыхлом сложении $\rho = 1,44 \text{ г/см}^3$ ($e = 0,85$), маловлажном – при $\omega = 0,05 \dots 1,52 \text{ г/см}^3$ ($e = 0,831$). Плотность воздушно-сухого песка при предельном уплотнении трамбовками – $1,7 \text{ г/см}^3$ ($e = 0,556$), маловлажного при $\omega = 0,05 \dots 1,79 \text{ г/см}^3$ ($e = 0,554$).

Опыты ставили в пространственных металлических лотках размером $50 \times 50 \times 50$ см. Нагрузку на модели передавали ступенями рычагом. Использовали стальные модели с шероховатой контактной поверхностью диаметром (4...10) см. Относительные величины заглубления $\lambda = h/d$ (рис. 5.38) изменяли от 0...4, эксцентриситет силы $e_0 = e/R$ – от 1 до 2. Углы наклона силы δ к вертикали принимали в интервале от 0 до 30° .

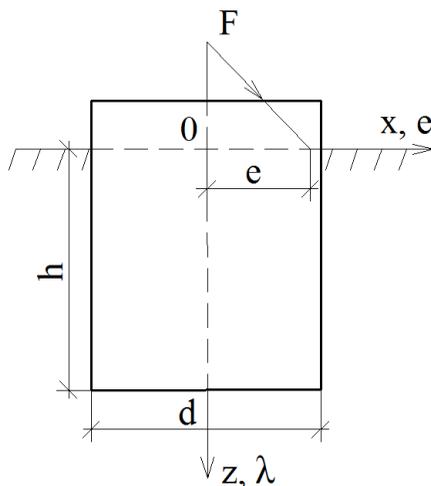


Рис. 5.38. Схема модели

Исследования проводили в подвале учебного корпуса при практически постоянных величинах температуры (17°) и влажности (55%) на расстоянии 150 м от дороги. Влияния вибрации от транспорта на результаты опытов не обнаружено.

Поставлено девять серий опытов, отличающихся параметрами нагружения. Основное внимание уделялось изучению влияния уровня нагрузки $\dot{F} = F / F_U$ (F_U – заранее определенная величина разрушающей нагрузки).

Первая серия. Принимали: $d = 5$ см; $\lambda = 2$; $\delta = 15^\circ$; $e_0 = -0,5$; $\dot{F} = 0,6; 0,7; 0,85; 0,9; 0,95$. Модель, нагруженная до $\dot{F} = 0,95$, опрокинулась через сутки; до $\dot{F} = 0,9$ – через 5 сут; $\dot{F} = 0,85$ – через 49 сут; $\dot{F} = 0,6$ и $0,7$ – за время наблюдения 60 сут разрушения основания не произошло.

Вторая серия. Опыты проводили в 10 лотках [4, табл. 4.26, 4.27] при $d = 4$ и 6 см; $\lambda = 1,5$ и $2,75$; $\delta = 15, 17, 20, 23^\circ$, $e_0 = -1$ и $-0,5$. В опыте № 3 ($d = 4$ см, $\lambda = 1,5$, $\delta = 23^\circ$, $e_0 = -1$) нагрузку до 230 Н увеличивали ступенями по 10 Н через 2...3 сут. Нагрузку $F = 230$ Н ($\dot{F} = 0,95$) оставляли без изменения в течение 41 сут. Скорость горизонтальных перемещений \bar{U} в интервале нагрузок (60...190) Н в среднем составляла 0,011 мм/сут. При $F = \text{const} = 230$ Н в первые 10 сут. (с 68 по 78) $\bar{U} = 0,032$ мм/сут, с 98 по 108 сутки – 0,032 мм/сут, с 108 по 118 – 0,04 мм/сут. В опыте № 4 ($d = 4$ см, $\lambda = 1,5$, $\delta = 15^\circ$, $e_0 = -1$, $F_U = 200$ Н) на 50-е сутки нагрузка достигла $F = 130$ Н. Ее поддерживали постоянной в течение 20 сут, при этом $\bar{U}_m = 0,0055$ мм/сут. Далее нагрузку увеличили до 200 Н. В первые 10 суток $\bar{U} = 0,009$ мм/сут, в последующие 20 суток $\bar{U} = 0,005$ мм/сут.

Третья серия ($d = 4$ см, $\lambda = 2,75$, $\delta = 15^\circ$, $e_0 = 0$; $\dot{F} = 0,4; 0,5; 0,7; 0,75; 0,8; 0,9$). В таблице 5.8 приведены результаты при $\dot{F} = 0,75$ (212 Н).

В таблице 5.8 обозначено: S – осадка модели; I – крен; $\dot{x}_c = x/R = S/(i \times R)$; $\dot{z}_c = z/h = u/(i \times h)$ – относительные координаты мгновенных центров вращения.

Скорость крена V_i [4] в интервале времени (10...33) сут в среднем равнялась 10^{-5} рад/сут. При $\dot{F} = 0,75$ модель опрокинулась на 95 сут; при $\dot{F} = 0,8$ – на 93 сут; при $\dot{F} = 0,9$ – на 81 сут.

Четвертая серия ($d = 4$ см, $\lambda = 2,0$, $\delta = 30^\circ$, $e_0 = 1$). Нагрузку увеличивали ступенями через 3 сут до постоянной величины: в первом лотке $\dot{F} = 0,5$; во втором – $\dot{F} = 0,6$; в третьем – $\dot{F} = 0,7$; в четвертом – $\dot{F} = 0,8$; в пятом – $\dot{F} = 0,9$. Результаты испытаний приведены в табл. 5.9.

5.8. Изменение перемещений модели во времени

t , сут	S , мм	U , мм	$i \cdot 10^{-2}$	\dot{X}_c	\dot{Z}_c	i/i_i
1	0,41	0,96	1,1	1,86	0,76	1
10	0,55	1,21	1,36	2,03	0,81	1,23
20	0,55	1,21	1,38	2,01	0,8	1,25
30	0,56	1,23	1,39	2,01	0,81	1,26
40	0,58	1,28	1,43	2,02	0,81	1,3
50	0,59	1,31	1,46	2,04	0,81	1,33
60	0,6	1,34	1,49	2,05	0,81	1,35
70	0,63	1,36	1,53	2,09	0,81	1,39
80	0,63	1,39	1,55	2,03	0,81	1,43
90	0,66	1,44	1,61	2,05	0,81	1,46

Пятая серия. Деформации ползучести изменяли на всех ступенях нагружения при $d = 4$ см; $\lambda = 2$; $\delta = 30^\circ$; $e_0 = -0,5$. Опыты проводили в пяти лотках. Нагрузку увеличивали ступенями по 5 Н и каждую ступень выдерживали в течение двух суток. Горизонтальные перемещения модели возрастали пропорционально $\lg t_e$.

Шестая серия. То же, что и в 5-ой, но при $d = 4$ см; $\lambda = 2$; $\delta = 30^\circ$, $e_0 = 1$. Как и в предыдущей серии, $U = A \lg t$ (A – опытный коэффициент).

Седьмая серия. Принимали: $d = 4$ см; $\lambda = 2$; $\delta = 30^\circ$; $e_0 = 1$; $\dot{F} = 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9$; $\rho = 1,6$ г/см³. При $\dot{F} = 0,5$ и $0,6$: $\dot{V}_i = \text{const} = 3,88 \cdot 10^{-5}$ рад/сут; при $\dot{F} = 0,7$ за первые 20 суток $\dot{V}_i = 1,55 \cdot 10^{-4}$ рад/сут; за последующие 75 суток $\dot{V}_i = 4,44 \cdot 10^{-5}$ рад/сут. В опытах с $\dot{F} = 0,8$ в течение 20 суток $\dot{V}_i = 1,55 \cdot 10^{-4}$ рад/сут (\dot{V}_i – скорость увеличения крена).

Восьмая серия. Опыты проводили с квадратными штампами ($b = 10$ см, $\lambda = \delta = e_0 = 0$, $\rho = 1,55$ г/см³). Полученные кривые хорошо описываются уравнениями:

$$\dot{F} = 0,3; S = 0,066 \ln t + 0,063;$$

$$\dot{F} = 0,5; S = 0,071 \ln t + 0,135;$$

$$\dot{F} = 0,7; S = 0,145 \ln t + 0,386;$$

$$\dot{F} = 0,8; S = 0,172 \ln t + 0,552.$$

5.9. Усредненные за 10 суток скорости крена модели

t , сут	$\dot{v}_i \cdot 10^{-5}$ рад/сут при \dot{F}				
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0...10	56,3	34,6	38,5	41	750
10...20	1,6	7,4	18,8	17,3	Модель опрокинулась
20...30	0	2,3	8,9	9,1	
30...40	0	1,9	3,7	4,3	
40...50	0	1,6	3,1	4,2	
50...60	0	0	2,6	2,0	
60...70	0	0	1,5	0,8	

В опытах отмечали эффект сварки частиц песка и их измельчение при действии высоких контактных напряжений.

Девятая серия. Опыты проводились в двух лотках с теми же штампами. Эксцентриситет нагрузки $e_0 = 0; 0,1$. Длительность экспериментов почти 2 года. Результаты по скорости развития перемещений представлены на рис. 5.39 и 5.40 (рис. 5.39 – за весь период нагружения, рис. 5.40 – на последней ступени с 400 по 650 сутки).

v , рад/сут.

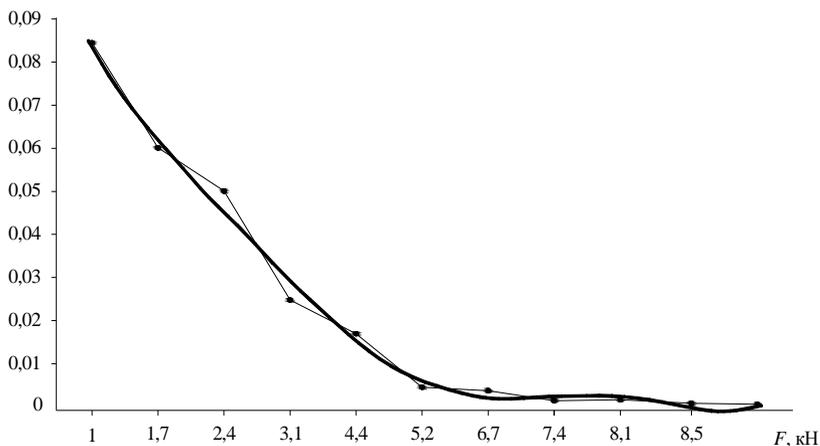


Рис. 5.39. Средняя скорость развития осадков модели (выдержка на каждой ступени нагружения – 50 суток)

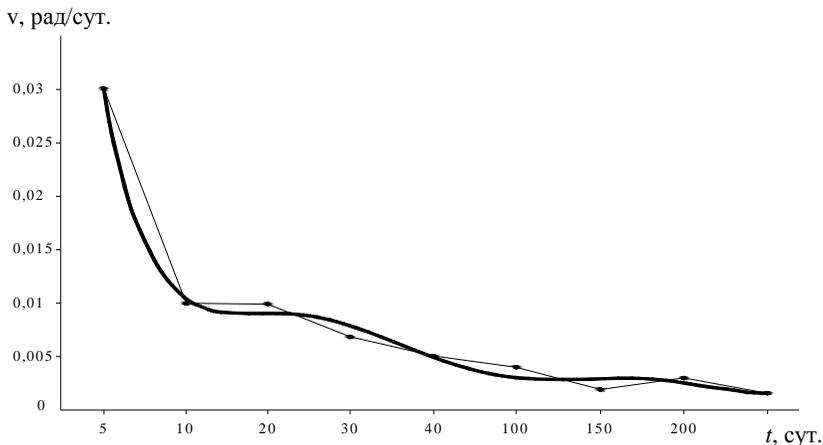


Рис. 5.40. Скорость развития осадок при $\dot{F} = 0,8$

5.4.3. Развитие осадок песчаного основания во времени

Наблюдения за зданиями показали, что в период эксплуатации, особенно в первые годы, осадки фундаментов возрастают. Причиной этого являются ползучесть грунтов основания, изменение его характеристик, в первую очередь, влажности. Кроме того, в зернистой среде возникают значительные контактные напряжения, приводящие к измельчению частиц, доуплотнению и переориентации. Скорости осадок фундаментов различны по площади основания даже в пределах одного здания. Вследствие жесткости конструкций и узлов их сопряжения происходит выравнивание деформаций. Это сопровождается перераспределением усилий напряжений в элементах системы (Л. Шукле, 1976).

Исследованию ползучести грунтовых оснований уделяется большое внимание [3, 6 – 8]. Реологические свойства песков изучены в меньшей степени, чем глинистых и мерзлых грунтов [4, 5]. Проведенные в этом направлении исследования [5] показали, что перемещения фундаментов на песчаных основаниях могут возрасти в несколько раз. Методы расчета деформаций ползучести требуют существенной корректировки с учетом влияния различных факторов. Этому посвящены многолетние исследования сотрудников ФГБОУ ВПО «ТГТУ» [1, 5].

Ниже рассмотрены результаты лабораторных опытов с моделями квадратных фундаментов в виде жестких пластин размером 10×10 см.

Основанием моделей являлся мелкозернистый кварцевый песок, послойно уплотненный ручной трамбовкой до $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$; ($\rho_s = 2,7 \text{ г/см}^3$; $c = 3 \text{ кПа}$). Угол естественного откоса в воздушно-сухом

состоянии равен 28° , при влажности $\omega = 0,05 \dots 32\%$. Степень неоднородности по Хазену $C_u = d_{60}/d_{10} = 0,17/0,06 = 2,8$ – песок однородный.

Лотки находились в подвале отапливаемого здания при практически постоянной температуре (16°) и влажности (35%). Расстояние от здания до дороги превышало 150 м. Влияние вибрации транспорта не отмечено. Ступенчато возрастающую вертикальную осевую нагрузку создавали рычагом с соотношением 1:5. Наблюдения за длительными перемещениями проводили с помощью индикаторов ИЧ-10. В предварительных опытах определяли величину разрушающей нагрузки F_u . Опыты отличались уровнем нагрузки $\dot{F} = F/F_u$. Результаты экспериментов приведены в табл. 5.10 и на рис. 5.41 – 5.45.

5.10. Результаты замера осадок штампа

t, сут	Осадки штампа в мм в период наблюдения при \dot{F}							
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15 мин	0,29	0,69	1,27	2,10	3,53	4,33	5,17	7,03
30 мин	0,38	0,88	1,63	2,68	4,54	5,52	7,95	8,96
1 ч	0,41	0,99	1,76	3,00	4,90	6,18	8,58	10,04
3 ч	0,44	1,09	1,86	3,30	5,24	6,82	9,17	11,07
6 ч	0,45	1,16	1,94	3,51	5,40	7,25	9,43	11,76
1 сут	0,46	1,23	2,00	3,71	5,55	7,66	9,72	12,42
3	0,47	1,26	2,03	3,81	5,70	7,88	9,98	12,78
6	0,49	1,29	2,10	3,92	5,84	8,09	10,22	13,12
9	0,50	1,32	2,15	3,98	5,97	8,22	10,46	13,34
12	0,51	1,34	2,20	4,04	6,08	8,35	10,68	13,55
15	0,52	1,36	2,24	4,11	6,22	8,48	10,89	13,76

<i>t</i> , сут	Осадки штампа в мм в период наблюдения при \dot{F}							
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85
1	2	3	4	5	6	7	8	9
18	0,53	1,38	2,28	4,17	6,34	8,60	11,10	13,96
21	0,54	1,39	2,32	4,22	6,45	8,72	11,26	14,15
24	0,54	1,41	2,36	4,28	6,55	8,83	11,47	14,33
27	0,55	1,43	2,39	4,32	6,62	8,92	11,64	14,47
30	0,56	1,44	2,42	4,36	6,74	9,00	11,80	14,60
33	0,57	1,45	2,45	4,39	6,82	9,07	11,95	14,72
36	0,57	1,46	2,48	4,43	6,90	9,15	12,08	14,85
39	0,58	1,48	2,51	4,47	6,97	9,22	12,21	14,97
42	0,59	1,49	2,53	4,50	7,01	9,30	12,32	15,08
45	0,59	1,50	2,55	4,53	7,10	9,36	12,43	15,19
48	0,59	1,51	2,57	4,57	7,15	9,43	12,52	15,30
51	0,60	1,52	2,59	4,59	7,20	9,47	12,60	15,37
54	0,60	1,52	2,60	4,61	7,24	9,52	12,67	15,44
57	0,61	1,53	2,62	4,63	7,27	9,56	12,73	15,51
60	0,61	1,54	2,65	4,65	7,35	9,60	12,87	15,57
63		1,54		4,67		9,64		15,63
66		1,55		4,68		9,67		15,69

Окончание табл. 5.10

1	2	3	4	5	6	7	8	9
69		1,55		4,70		9,71		15,75
72		1,56		4,72		9,75		15,81
75		1,56		4,74		9,78		15,87
78		1,57		4,75		9,80		15,91
81		1,58		4,77		9,85		15,98
84		1,58		4,78		9,88		16,03
87		1,59		4,80		9,91		16,08
90		1,59		4,81		9,94		16,13
93		1,59		4,83		9,97		16,17
96		1,60		4,84		9,99		16,22
99		1,60		4,85		10,02		16,26
102		1,61		4,87		10,05		16,30
105		1,61		4,88		10,07		16,34
108		1,61		4,89		10,09		16,38
111		1,62		4,90		10,12		16,41
114		1,62		4,91		10,14		16,45
117		1,63		4,92		10,16		16,48
120		1,63		4,93		10,18		16,51
123		1,63		4,94		10,20		16,54

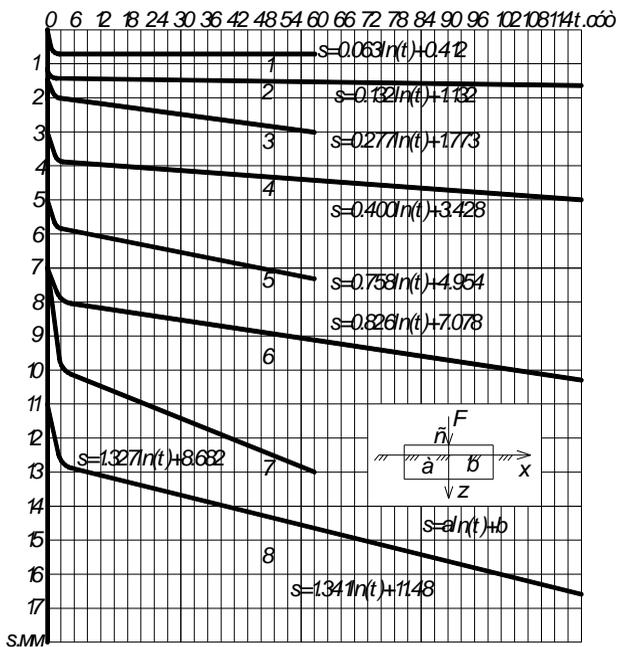


Рис. 5.41. Графики изменения осадки во времени при \dot{F} :
 1 – 0,2; 2 – 0,3; 3 – 0,4; 4 – 0,5; 5 – 0,6; 6 – 0,7; 7 – 0,8; 8 – 0,85

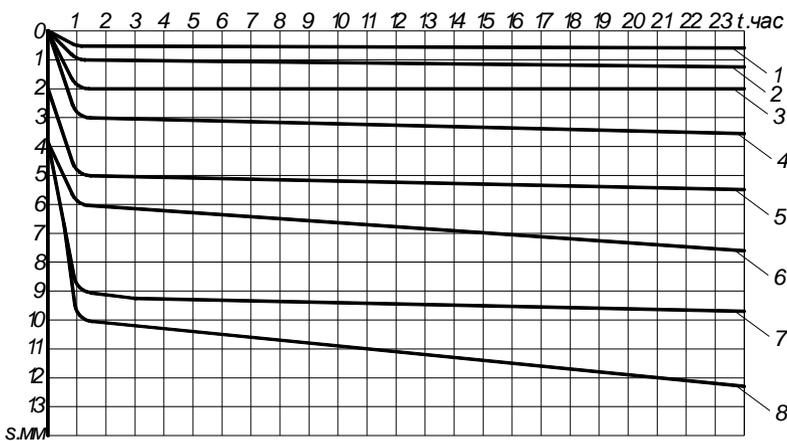


Рис. 5.42. Графики изменения осадки во времени
 в первые сутки наблюдения при \dot{F} :
 1 – 0,2; 2 – 0,3; 3 – 0,4; 4 – 0,5; 5 – 0,6; 6 – 0,7; 7 – 0,8; 8 – 0,85

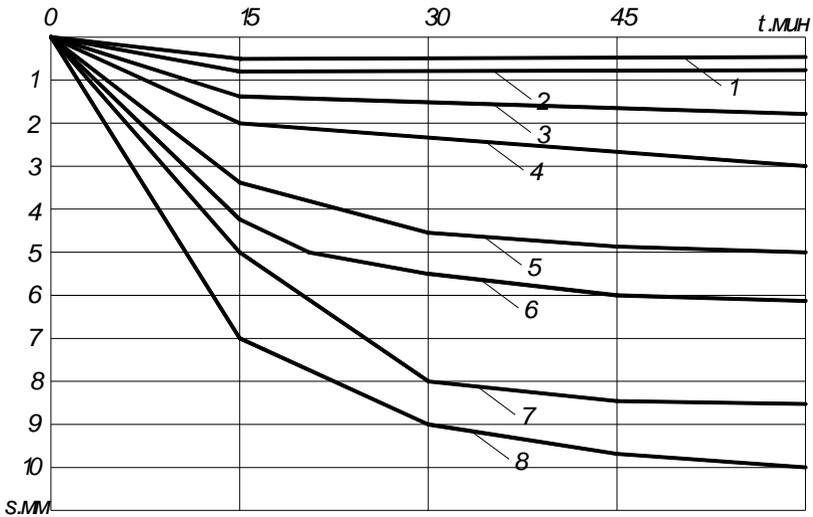


Рис. 5.43. Графики изменения осадки во времени
 в первый час наблюдения при \dot{F} :
 1 – 0,2; 2 – 0,4; 3 – 0,6; 4 – 0,8

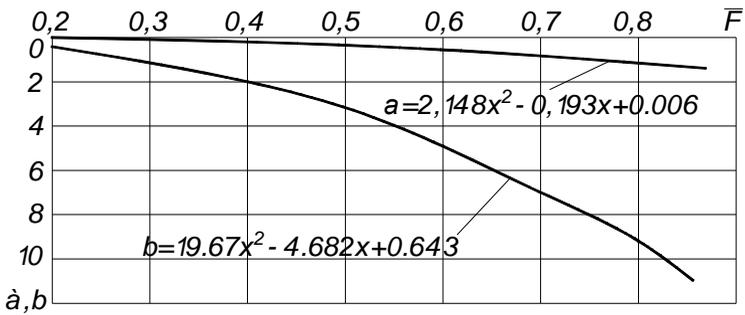


Рис. 5.44. Графики зависимости коэффициентов a (1) и b (2)
 от уровня нагрузки

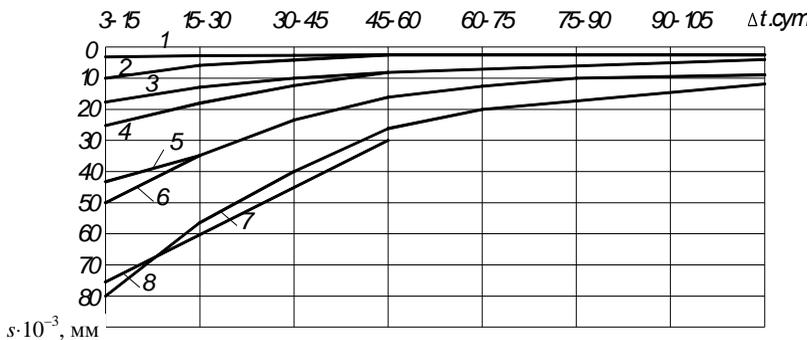


Рис. 5.45. Графики изменения скорости осадки во времени при \dot{F} :
 1 – 0,2; 2 – 0,3; 3 – 0,4; 4 – 0,5; 6 – 0,7; 7 – 0,8; 8 – 0,85

5.11. Результаты расчета скоростей осадок

Δt , сут	Скорости осадки в 10^{-3} мм/сут во времени при \dot{F}							
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85
3...15	3,6	8,0	17,8	24,3	43,8	50,2	76,6	81,4
15...30	2,9	5,5	12,4	16,7	34,4	34,5	60,2	56,0
30...45	2,0	3,9	8,6	11,9	24,0	24,5	42,0	39,7
45...60	1,4	2,5	6,1	7,5	16,9	15,5	29,5	25,1
60...75	–	2,0	–	5,9	–	12,3	–	19,9
75...90	–	1,7	–	5,1	–	10,5	–	17,1
90...105	–	1,4	–	4,3	–	8,8	–	14,3
105...120	–	1,1	–	3,4	–	7,1	–	

Кривые ползучести хорошо описываются логарифмической функцией, а зависимости коэффициентов уравнений от уровня нагрузки – степенной.

Скорости осадок наиболее значительны в первые 1,5...2 месяца, а далее они медленно затихают (рис. 5. 45).

Осадки s и их скорости \dot{s} возрастают во времени по логарифмической зависимости. В пределах напряженной зоны \dot{F} , s , $\dot{s} = f(x, y, z)$. Кроме того, происходит перестройка структуры в направлении поверхностей скольжения.

Полученные данные помогут разработать способы прогнозирования деформации оснований и оценки теории.

Необходимо продолжить исследование функций

$$S_{(t)} = s(F, \dot{F}, \delta, e, d_f, h_f, \rho, c, \varphi, E \dots),$$

где e , δ – эксцентриситет и угол наклона нагрузки к вертикали; h_f – глубина заложения фундамента (Б. В. Бахолдин, В. И. Стуров, 1976).

5.5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ

Нами предложен [6] достаточно эффективный метод исследования горизонтальных напряжений. Давление грунта передается на жесткие вертикальные площадки размером 100×100 мм, расположенные в основании по определенной схеме (рис. 5.46). Равнодействующие усилия определяются динамометрами сжатия.

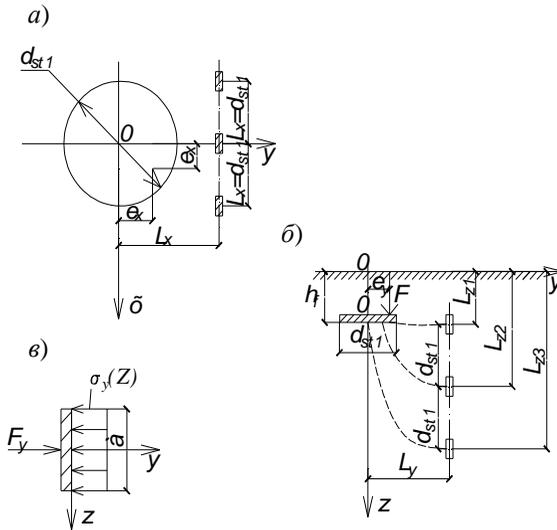


Рис. 5.46. Принятые обозначения в опытах со штампом при $\lambda \neq 0$, $e \neq 0$:

a – план; b – вертикальный разрез;

c – эпюра давления грунта на вертикальный штамп

С целью получения функциональных зависимостей величин бокового давления грунта от расположения площадок, величин и уровней нагрузок проведены экспериментальные исследования в стальном пространственном лотке размером $3 \times 3 \times 1,3(h)$ м. Основанием моделей фундаментов являлся мелкозернистый маловлажный ($\omega = 0,05$) песок, послойно уплотняемый ручными трамбовками до $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$. Моделью фундамента служили жесткие стальные штампы $d_{st1} = 24$ см и $d_{st2} = 36$. Вертикальную центральную и внецентренную ступенчато возрастающую нагрузку A создавали гидравлическим домкратом через цилиндрический шарнир [6] и увеличивали до разрушения основания $F = F_u$ ($\dot{F} = F/F_u$). Вертикальные и горизонтальные перемещения штампов измеряли индикаторами ИЧ-10. Величину нагрузки контролировали протарированным динамометром сжатия и образцовым манометром. После каждого опыта грунт убирали на глубину не ниже $2,5d_{st}$, а затем укладывали заново.

Поставлено четыре серии (33 опыта):

- 1) $\lambda = 0$; $e_0 = 0$;
- 2) $\lambda = 0$; $e_0 = \pm 0,25$ и $\pm 0,5$;
- 3) $\lambda = 0,5$; $e_0 = 0$;
- 4) $\lambda = 0,5$; $e_0 = \pm 0,25$ и $\pm 0,5$,

где $e_0 = e/R_{st}$; $\lambda = h_f/d_{st}$; h_f – глубина заложения штампа.

В опытах определяли горизонтальные напряжения σ_y и вычисляли вертикальные $\sigma_z = \alpha p$, где α – коэффициент, учитывающий изменение с глубиной дополнительного давления (СниП 2.02.01–83*); p – среднее давление по подошве фундамента от расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$. Коэффициент бокового давления $k = \sigma_y/\sigma_z$ вычисляли для всех опытов, например, табл. 5.11.

Функциональные зависимости получены в виде

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_y = 0,042\sigma_z^2 - 0,02\sigma_z \text{ при } L_z^- = 0,7; \\ \sigma_y = 0,083\sigma_z^2 - 0,09\sigma_z \text{ при } L_z^- = 1,3; \\ \sigma_y = 0,32\sigma_z^2 - 0,19\sigma_z \text{ при } L_z^- = 2. \end{array} \right.$$

Построены многочисленные эпюры напряжений, типичные показаны на рис. 5.47.

Данные экспериментов были обработаны по программе AdvancedGrapher. Результаты представлены на рис. 5.47 – 5.50.

5.12. Горизонтальные напряжения и коэффициенты влияния

\dot{F}	\bar{L}_z					
	0,2		0,8		1,5	
	σ_y , кПа	k	σ_y , кПа	k	σ_y , кПа	k
0,1	0,3	0,048	0,3	0,166	0,3	0,383
0,2	0,3	0,024	0,6	0,166	0,6	0,383
0,3	0,6	0,032	1,2	0,222	1,2	0,511
0,4	0,9	0,036	1,8	0,249	1,8	0,575
0,5	1,5	0,048	2,4	0,266	2,7	0,690
0,6	2,4	0,064	3,6	0,333	3,6	0,766
0,7	3	0,069	5,1	0,404	5,1	0,931
0,8	4,2	0,084	6,9	0,478	6,6	1,054
0,9	5,7	0,102	9,3	0,573	8,7	1,235

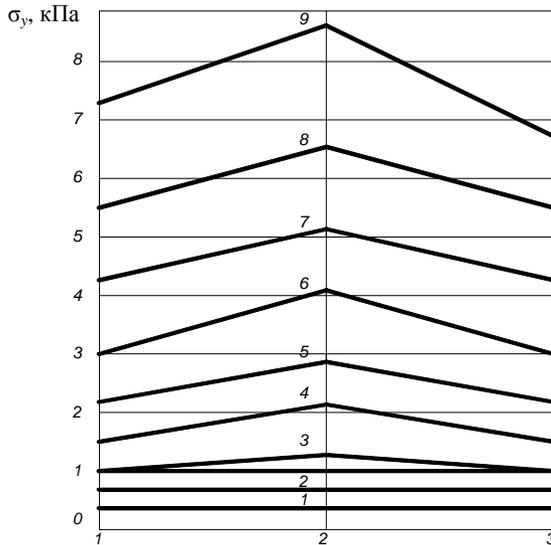


Рис. 5.47. Эпюры горизонтальных напряжений в горизонтальной плоскости при осевой вертикальной силе на заглубленный штамп ($D_{st} = 3$ см; $\bar{L}_y = 1,5$; $e = 0$; $\lambda = 0,5$) и F (кН):

1 – 2; 2 – 4; 3 – 6; 4 – 8; 5 – 10; 6 – 12; 7 – 14; 8 – 16; 9 – 10

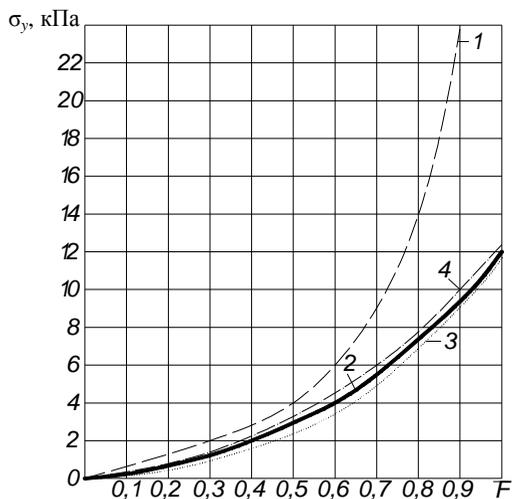


Рис. 5.48. Зависимость горизонтальных напряжений от уровня нагрузки при $\lambda = 0$ (\bar{L}_y : 1 – 1; 2 – 1,5) и $\bar{L}_y = 1,5$ (λ : 3 – 0; 4 – 0,5)

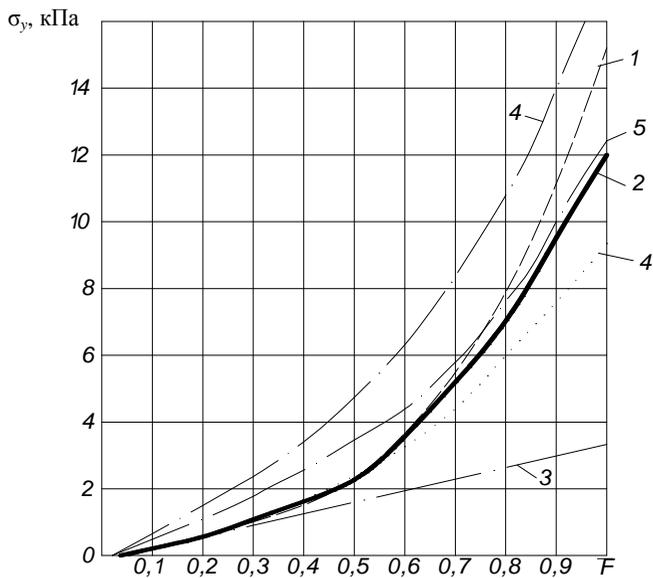


Рис. 5.49. Зависимость горизонтальных напряжений от нагрузки при $\lambda = 0$ (1, 2, 3) и e_p : 1 – 0,5; 2 – 0; 3 – 0,5; $\lambda = 0,5$ (4, 5, 6) и e_0 : 4 – 0,5; 5 – 0; 6 – 0,5

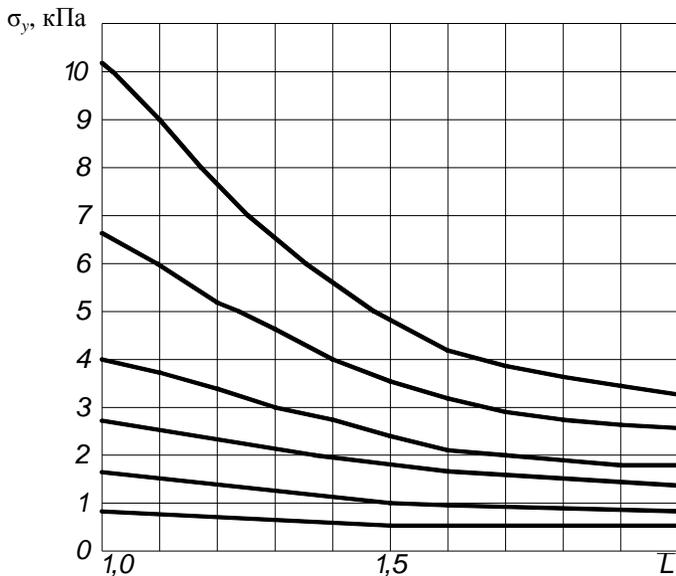


Рис. 5.50. Зависимость горизонтальных напряжений от относительного расстояния до штампа при \bar{F} :
 1 – 0,2; 2 – 0,3; 3 – 0,4; 4 – 0,5; 5 – 0,6; 6 – 0,7

Эмпирические зависимости получены в виде

$$\begin{cases} \sigma_y = 12,6\dot{F}^3 - 4,8\dot{F}^2 + 4,5\dot{F} - 0,14 \text{ при } L_z^- = 1,6; \lambda = 0; \\ \sigma_y = 28\dot{F}^3 - 3,8\dot{F}^2 + 6\dot{F} - 0,42 \text{ при } L_z^- = 1; \\ \sigma_y = 9,6\dot{F}^3 - 21\dot{F}^2 + \dot{F} + 0,03 \text{ при } L_z^- = 1,5; \lambda = 0,5. \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_y = 0,6L^-2 - 2,1L^- + 2,4 \text{ при } \dot{F} = 0,2; \\ \sigma_y = 1,2L^-2 - 4,2L^- + 4,5 \text{ при } \dot{F} = 0,3; \\ \sigma_y = 1,2L^-2 - 4,8L^- + 6,0 \text{ при } \dot{F} = 0,4; \\ \sigma_y = 1,2L^-2 - 6,0L^- + 8,7 \text{ при } \dot{F} = 0,5; \\ \sigma_y = 3,6L^-2 - 15,0L^- + 17,7 \text{ при } \dot{F} = 0,6; \\ \sigma_y = 7,2L^-2 - 28,8L^- + 31,8 \text{ при } \dot{F} = 0. \end{cases}$$

Приведенные функции описываются следующим уравнением:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_y = 3,5\dot{F}^3 - 4,4\dot{F}^2 + 4,5\dot{F} - 0,13 \text{ при } \hat{e} = -0,5, \lambda = 0; \\ \sigma_y = 12,6\dot{F}^3 - 4,8\dot{F}^2 + 4,5\dot{F} - 0,14 \text{ при } \hat{e} = 0, \lambda = 0; \\ \sigma_y = 5,3\dot{F}^3 + 7,9\dot{F}^2 + 1,5\dot{F} - 0,44 \text{ при } \hat{e} = +0,5, \lambda = 0; \\ \sigma_y = 7,3\dot{F}^3 - 2,1\dot{F}^2 + 4,4\dot{F} - 0,17 \text{ при } \hat{e} = -0,5, \lambda = 0,5; \\ \sigma_y = 13,1\dot{F}^3 - 8,3\dot{F}^2 + 8,3\dot{F} - 0,51 \text{ при } \hat{e} = 0, \lambda = 0,5; \\ \sigma_y = 10,6\dot{F}^3 - 0,4\dot{F}^2 + 6,5\dot{F} - 0,12 \text{ при } \hat{e} = +0,5, \lambda = 0,5. \end{array} \right.$$

Проведенные экспериментальные исследования показали, что боковое давление необходимо учитывать при проектировании ограждающих конструкций и фундаментов. Полученные зависимости могут быть использованы для ориентировочных расчетов.

5.6. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ РАМНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Технологические и функциональные требования большинства типов общественных и промышленных зданий подразумевают объемно-планировочные решения с перекрытием больших пролетов. К настоящему времени успешно перекрыты производственные цеха до 96 м, предприятия торговли до 100 м, спортивные сооружения до 220 м.

Для этих сооружений чаще всего применяются покрытия следующих типов:

- арочные и купольные системы;
- железобетонные пространственные покрытия (оболочки, арки, складки);
- висячие покрытия (мембранные тонколистовые, с жесткими нитями, подвесные – плоскостные и пространственные);
- вантовые покрытия (вантовые сетки, вантово-балочные системы, висячие оболочки, вантовые фермы, комбинированные системы);
- пневматические системы.

Все эти покрытия относятся к распорным системам и позволяют перекрывать большие площади зданий без промежуточных колонн при минимальном расходе материалов. По затрате материалов они, как правило, более экономичны, чем балочные.

Особенностью фундаментов таких зданий и сооружений является то, что они работают на совместное действие как вертикальных, так и горизонтальных нагрузок, что приводит к увеличению расхода материалов на их устройство.

Представляет интерес использование в распорных системах рамных фундаментов, состоящих из плиты, стойки и подкоса (рис. 5.51).

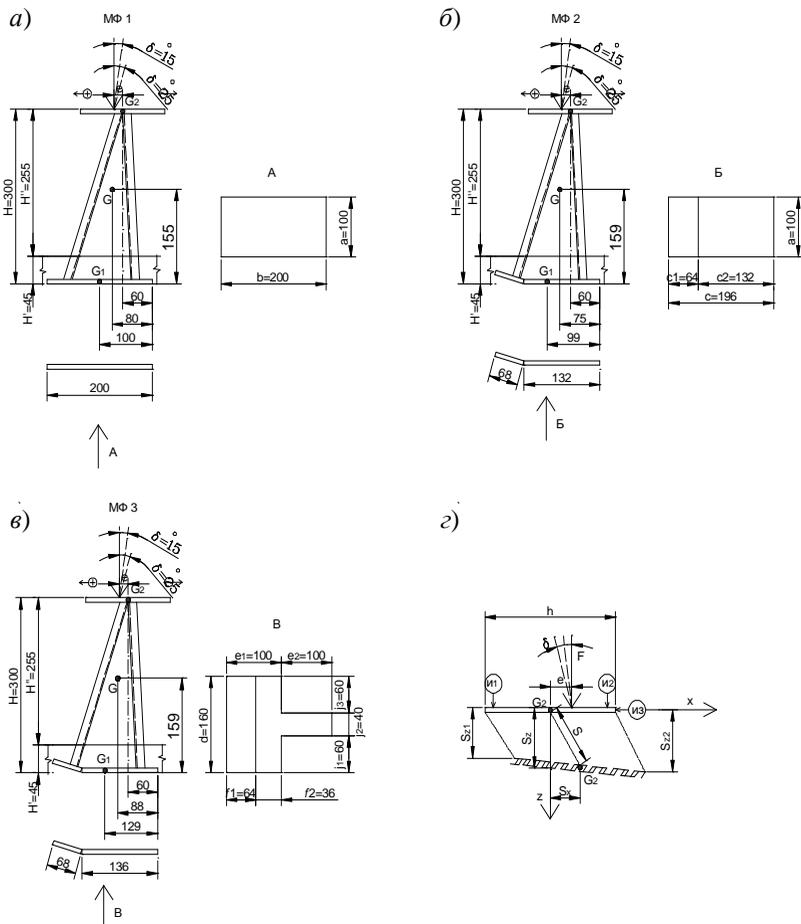
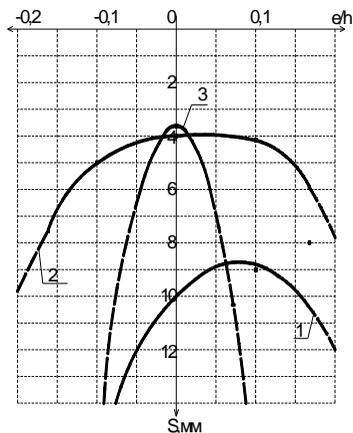
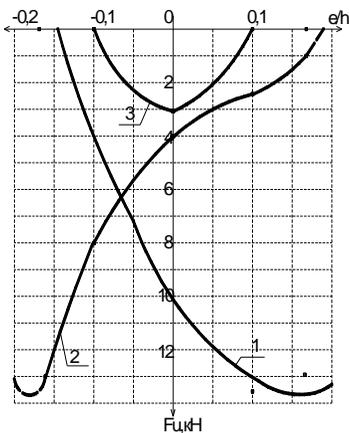
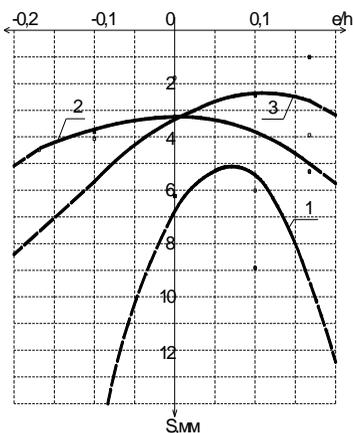
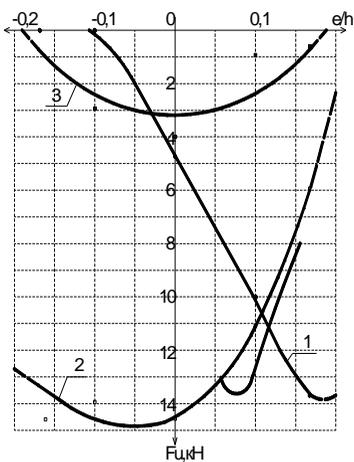


Рис. 5.51. Внешний вид моделей металлического рамного фундамента и их геометрические размеры для плоской МФ1 (а), для частично поднятой вверх МФ2 (б) и для гавровой МФ3 (в) подошвы, схема нагружения с указанием общего центра тяжести «G», центра тяжести подошвы «G₁» и верхней части модели «G₂» и схема установки индикаторов, измеряемые перемещения относительно центра «базы» рамного фундамента (з) (опыты В. М. Струлёва, В. В. Леденёва)

Рассмотрены три металлические модели плитной части фундаментов: с плоской горизонтальной подошвой с размерами 200×100 мм со стойкой длиной 290 мм и подкосом длиной 306 мм (рис. 5.52, а), с частично поднятой вверх подошвой под углом 19° к горизонтали

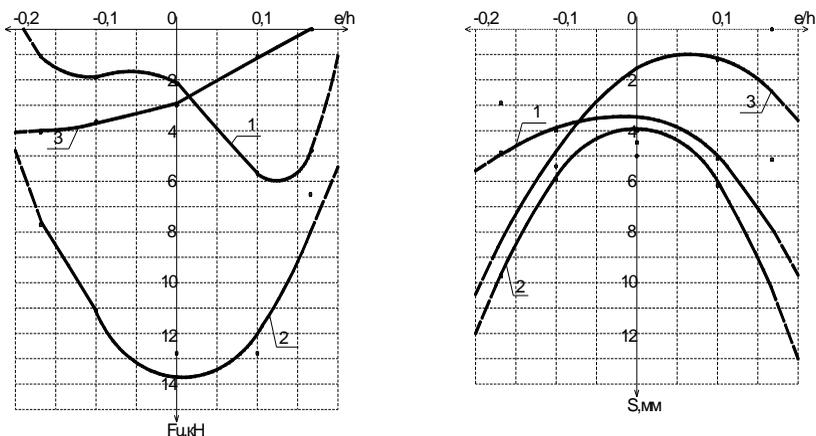


a)



б)

Рис. 5.52. Графики зависимости несущей способности основания (F_u) и перемещения базы (S) для рамных фундаментов МФ1 (а), МФ2 (б) и МФ (в) от величины относительного эксцентриситета при углах наклона нагрузки к вертикали:
 1 – 0°; 2 – 15°; 3 – 25°



б)

Рис. 5.52. Продолжение

(рис. 5.52, б) и с подошвой таврового сечения (рис. 5.52, в). Данные модели имеют одинаковую площадь контакта. Угол наклона подкоса в моделях составлял 19° (рис. 5.52). На рисунке 5.52, г представлены схемы нагружения условно для левой части рамного фундамента.

Опыты проводили в плоском металлическом лотке размерами $1700 \times 950 \times 800$ мм, заполненном грунтом и оснащенный рычажной системой нагружения. Нагрузку передавали с помощью рычажного механизма с передаточным числом 1:10, с интервалом 20 мин, до условной стабилизации показателей индикаторов.

Основанием являлся мелкозернистый песок влажностью $\omega = 4 \dots 5\%$, послойно уплотненный до плотности $\rho \approx 1,7 \text{ г/см}^3$. Каждый слой уплотняли одинаковым количеством ударов трамбовки по одному следу. Величину плотности грунта контролировали методом режущего кольца. После каждого эксперимента грунт убирали на глубину «2 высоты» модели и укладывали заново.

Угол наклона нагрузки к вертикали δ принимался равным 0° , 15° и 25° с эксцентриситетом относительно центра тяжести верхней части модели « G_2 », равным $e = 0 \pm 15$ мм и ± 25 мм или с относительной величиной эксцентриситета, равной $e/h = 0 \pm 0,1$ и $\pm 0,167$, где h – горизонтальный размер базы рамного фундамента, равный 150 мм.

На рисунке 5.52 представлены графики зависимости несущей способности F_u (а) и перемещений S базы (б) от величины относительного эксцентриситета $\bar{e} = e/h$.

Наибольшая несущая способность для модели фундамента МФ1 была достигнута при действии вертикальной нагрузки с эксцентриситетом $\bar{e} = e/h = +0,1$ и наклонной нагрузки под углом 15° с эксцентриситетом $\bar{e} = e/h = -0,167$. Однако, при действии вертикальной нагрузки перемещение центра базы модели значительно выше, чем при действии наклонной нагрузки. Для моделей фундамента МФ2 и МФ3 максимальные значения получены при действии центральной наклонной нагрузки под углом 15° . Несущая способность основания фундаментов МФ1 и МФ3 практически одинакова и равна $F_u \approx 13$ кН (рис. 5.52, а, в), а несущая способность основания фундамента МФ2 чуть выше и равна $F_u \approx 14,5$ кН (рис. 5.52, б), однако, несущая способность второй модели не была достигнута из-за ограничения силовой возможности установки. Таким образом, наиболее оптимальным по несущей способности и осадки является вторая модель фундамента МФ2.

При угле наклона нагрузке к вертикали, равном 25° на ранних стадиях нагружения, происходит опрокидывание конструкции, что говорит об ограничении применения данной модели при больших углах наклона нагрузки в широких диапазонах значений эксцентриситетов.

Штриховые линии указывают на предполагаемое очертание кривых аппроксимации в областях вне диапазона исследуемых эксцентриситетов.

5.7. ИСПЫТАНИЯ КОНИЧЕСКИХ СВАЙ

Автор ранее (1970) проводил опыты с буронабивными коническими сваями. Натурные и модельные испытания выполнили А. А. Бартоломей и А. Б. Пономарев (2001). В более ранних экспериментах В. К. Дмоховского (1927) установлено, что при незначительной конусности боковой поверхности сваи, ее несущая способность увеличивалась до 9 раз. Далее широкое распространение получили пирамидальные сваи (Н. Л. Зоценко и др.). Установлено, что пирамидальные сваи эффективны в разных грунтовых условиях, в том числе, в просадочных грунтах.

В Пермском государственном техническом университете разработана конструкция конической сваи в виде усеченного конуса из предварительно напряженного железобетона с армированием высокопрочной проволокой. Диаметр свай по острию 290 мм, угол сдвига граней $1,5\%$. Сваи изготавливаются методом центрифугирования. Эффективность свай возрастала с увеличением длины. В пределах линейной зависимости осадка одиночной конической сваи в 2–3 раза меньше, чем осадка фундамента. Осадки свай плавно возрастала с увеличе-

нием нагрузки и было трудно выделить предельную нагрузку. Основная доля нагрузки приходится на боковую поверхность ствола. Удельная несущая способность конических свай вдвое превышала призматические.

Приведем результаты наших опытов. Исследования проводили в пространственном лотке (рис. 5.53) в послойно уплотненном основании из мелкозернистого песка. Начальная глубина конуса 7 см. Удельное сопротивление пенетрации $R = F / h^2$.

Цели работы:

– изучить взаимодействие с грунтовым основанием свай конической формы;

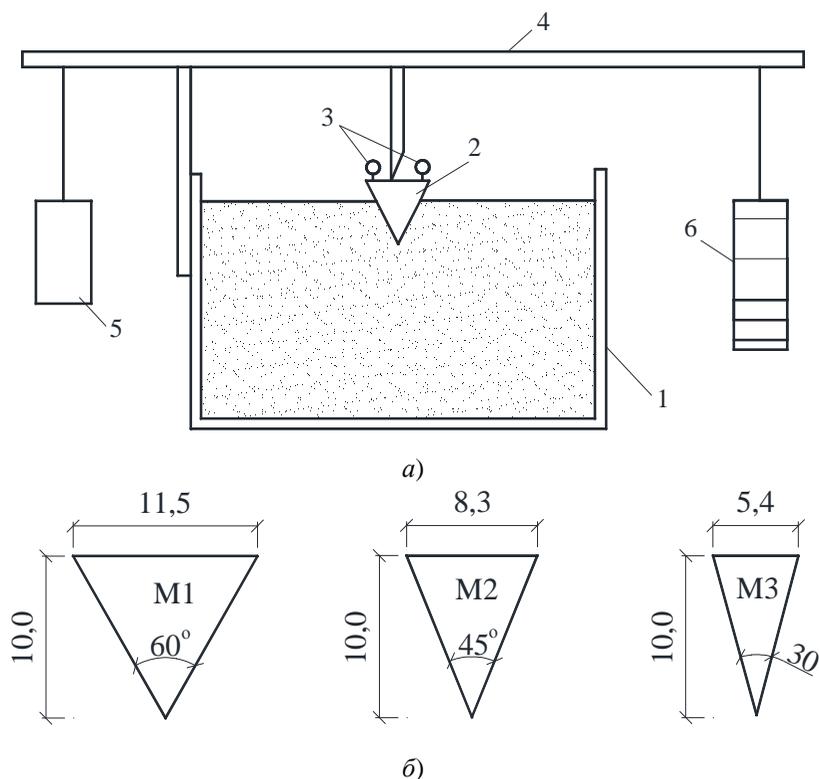


Рис. 5.53. Схема опытной установки (а) и моделей (б):

1 – металлический лоток размером 60×60×50 см; 2 – модель;
3 – индикаторы часового типа; 4 – рычаг; 5 – противовес; 6 – груз

– исследовать влияние вида и состояния основания, вида и величины нагрузки, шероховатости контактной поверхности моделей, способа изготовления свай на несущую способность и перемещения основания и моделей.

Задачами исследования являлось установление функциональных зависимостей между:

- нагрузкой F и перемещениями моделей (осадкой – s , горизонтальным перемещением – u , креном – i);
- нагрузкой F и относительными координатами мгновенной оси вращения – \bar{x}_c, \bar{z}_c ;
- разрушающей нагрузкой – F_u и относительным эксцентриситетом – e_0 ;
- разрушающей нагрузкой – F_u и углом ее наклона к вертикальной оси – δ ;
- разрушающей нагрузкой – F_u и углом при вершине конуса – α ;
- разрушающей нагрузкой – F_u и плотностью основания – ρ ;
- разрушающей нагрузкой – F_u и шероховатостью контактной поверхности – f ;
- разрушающей нагрузкой – F_u и способом устройства свай.

5.13. Состав опытов

№ опыта	$\rho, \text{г/см}^3$	ω	$\alpha, \text{град.}$	e_0	$\delta, \text{град.}$	
Опыты с металлическими конусами, погруженными забивкой	1	1,5	0,05	60	0	0
	2	1,5	0,05	60	0,25	0
	3	1,5	0,05	60	0,5	0
	4	1,5	0,05	60	0,75	0
	5	1,5	0,05	60	0	7°30'
	6	1,5	0,05	60	0	15°
	7	1,5	0,05	60	0	22°30'
	8	1,5	0,05	45	0	0
	9	1,5	0,05	45	0,25	0
	10	1,5	0,05	45	0,5	0
	11	1,5	0,05	45	0,75	0
	12	1,5	0,05	45	0	7°30'

№ опыта	ρ , г/см ³	ω	α , град.	e_0	δ , град.	
Опыты с металлическими конусами, погруженными забивкой	13	1,5	0,05	45	0	15°
	14	1,5	0,05	45	0	22°30'
	15	1,5	0,05	30	0	0
	16	1,5	0,05	30	0,25	0
	17	1,5	0,05	30	0,5	0
	18	1,5	0,05	30	0,75	0
	19	1,5	0,05	30	0	7°30'
	20	1,5	0,05	30	0	15°
	21	1,5	0,05	30	0	22°30'
Опыты с деревянными конусами	22	1,5	0,05	60	0	0
	23	1,5	0,05	60	0,25	0
	24	1,5	0,05	60	0,5	0
	25	1,5	0,05	60	0,75	0
	26	1,5	0,05	60	0	7°30'
	27	1,5	0,05	60	0	15°
	28	1,5	0,05	60	0	22°30'
	29	1,5	0,05	45	0	0
	30	1,5	0,05	45	0,25	0
	31	1,5	0,05	45	0,5	0
	32	1,5	0,05	45	0,75	0
	33	1,5	0,05	45	0	7°30'
	34	1,5	0,05	45	0	15°
	35	1,5	0,05	45	0	22°30'
	36	1,5	0,05	30	0	0
	37	1,5	0,05	30	0,25	0
	38	1,5	0,05	30	0,5	0
	39	1,5	0,05	30	0,75	0
	40	1,5	0,05	30	0	7°30'
	41	1,5	0,05	30	0	15°
42	1,5	0,05	30	0	22°30'	

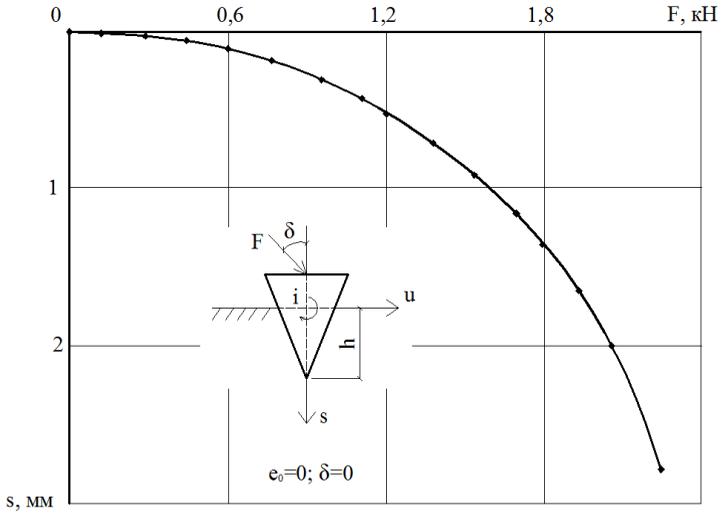


Рис. 5.54. График зависимости осадки от нагрузки модели М1 в песчаные основания при $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,05$; $e_0 = 0$; $\delta = 0$. Погружение забивкой. $R = 0,044 \text{ кН/см}^2$

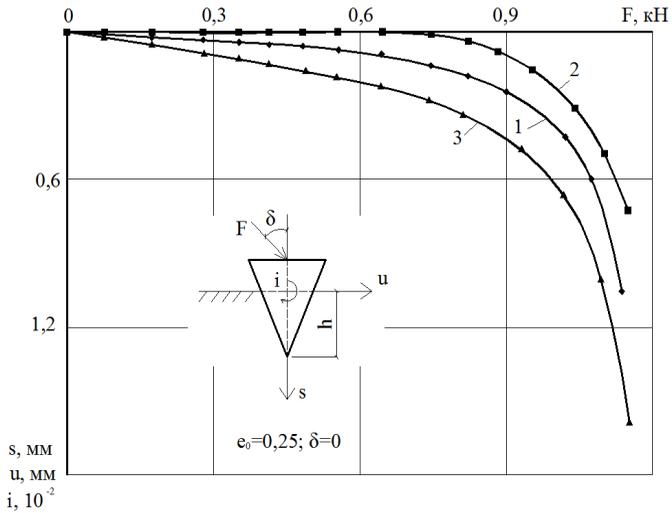


Рис. 5.55. График зависимости между нагрузкой и осадкой (1), горизонтальным перемещением (2), креном (3) в песчаные основания при $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,05$; $e_0 = 0,25$; $\delta = 0$. Погружение забивкой. $R = 0,024 \text{ кН/см}^2$

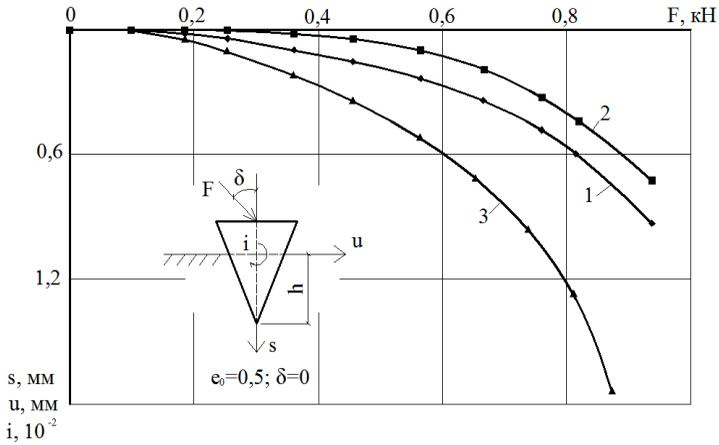


Рис. 5.56. График зависимости между нагрузкой и осадкой (1), горизонтальным перемещением (2), креном (3) в песчаные основания при $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,5$; $e_0 = 0,25$; $\delta = 0$. Погружение забивкой. $R = 0,018 \text{ кН/см}^2$

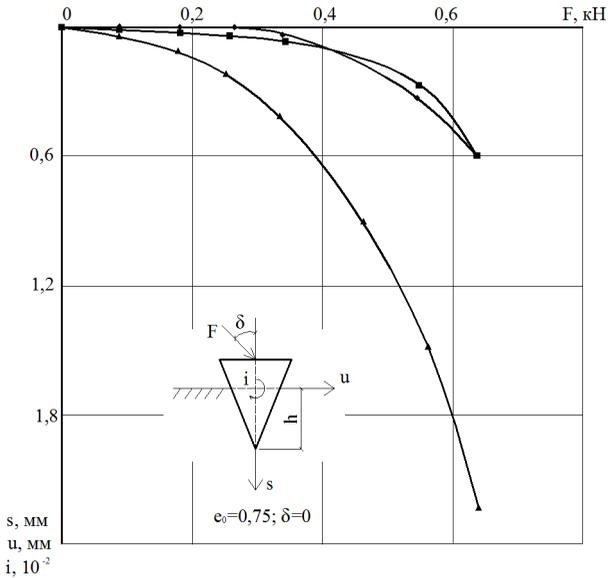


Рис. 5.57. График зависимости между нагрузкой и осадкой (1), горизонтальным перемещением (2), креном (3) в песчаные основания при $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,05$; $e_0 = 0,75$; $\delta = 0$. Погружение забивкой. $R = 0,013 \text{ кН/см}^2$

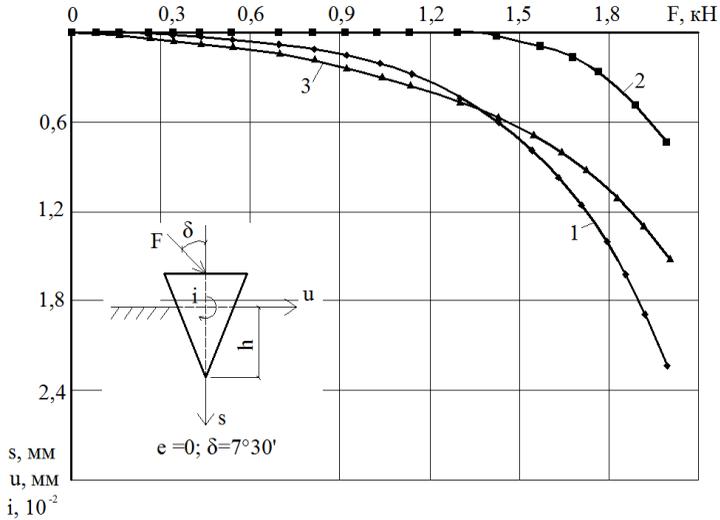


Рис. 5.58. График зависимости между нагрузкой и осадкой (1), горизонтальным перемещением (2), креном (3) в песчаные основания при $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,05$; $e_0 = 0$; $\delta = 7^\circ 30'$. Погружение забивкой. $R = 0,04 \text{ кН/см}^2$

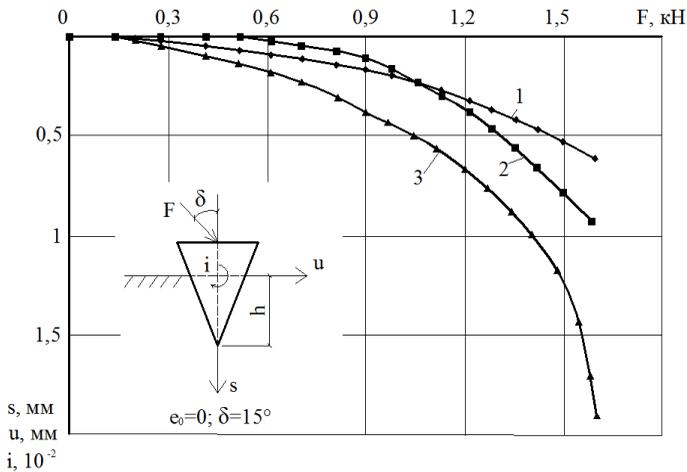


Рис. 5.59. График зависимости между нагрузкой и осадкой (1), горизонтальным перемещением (2), креном (3) в песчаные основания при $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,05$; $e_0 = 0$; $\delta = 15^\circ$. Погружение забивкой. $R = 0,033 \text{ кН/см}^2$

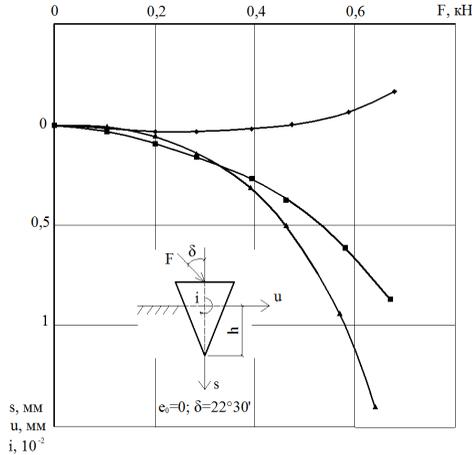


Рис. 5.60. График зависимости между нагрузкой и осадкой (1), горизонтальным перемещением (2), креном (3) в песчаные основания при $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,05$; $e_0 = 0$; $\delta = 22^\circ 30'$. Погружение забивкой.
 $R = 0,013 \text{ кН/см}^2$

Влияние эксцентриситета e_0 на несущую способность основания при испытаниях с металлическими конусами, модель М1.

Величины разрушающих нагрузок $F_u = f(e_0)$ при $\delta = 0$ по результатам опытов с моделью М1 приведены в табл. 5.13.

Величины разрушающих нагрузок могут быть описаны уравнением вида

$$F_u(e_0) = Ae_0^2 + Be_0 + C,$$

где параметры A, B, C – точечные оценки, соответствующие параметрам исходного уравнения, и могут быть найдены на основе метода наименьших квадратов.

5.14. Влияние относительного эксцентриситета на величину разрушающей нагрузки

e_0	$F_u, \text{ кН}$
0	2,16
0,25	1,17
0,5	0,9
0,75	0,63

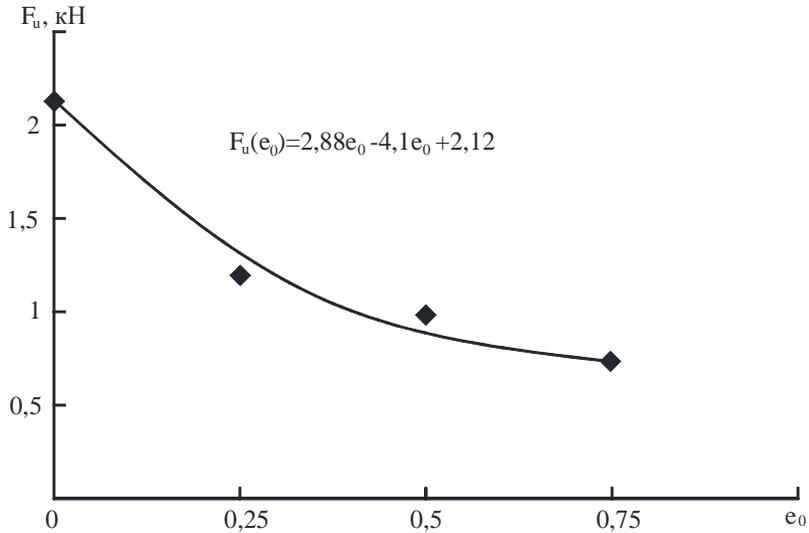


Рис. 5.61. График зависимости разрушающей нагрузки от ее относительного эксцентриситета при $\delta = 0$

Выводы

1. Прогнозирование поведения оснований и фундаментов во времени при различных силовых воздействиях является сложной теоретической и экспериментальной задачей. Низкая достоверность оценки ползучести и длительной прочности может привести к аварии.

2. Эксперименты, наблюдения за зданиями и сооружениями показали, что со временем возрастают перемещения оснований и фундаментов, изменяются: напряжения по контакту и в массиве, пространственное положение фундамента, эпюры изгибающих моментов, характеристики грунтов оснований и бетона в фундаментах, жесткость несущих элементов и усилия в них.

3. Ползучесть и длительная прочность песков мало исследована по сравнению с характеристиками мерзлых и глинистых грунтов. Увеличение перемещений фундаментов во времени зависит от плотности гранулометрического состава, влажности песков и уровня нагрузки. За несколько месяцев наблюдений осадки и крены моделей возрастали до 2-х и более раз. Отмечено снижение сопротивления песка сдвигу.

Список литературы к 5 главе

1. **Березанцев, В. Г.** Исследование прочности песчаных оснований / В. Г. Березанцев, В. А. Ярошенко, А. Г. Прокопович, И. Ф. Разоренов, Н. Н. Сидоров. – М. : Трансделдориздат, 1958. – 140 с.
2. **Балюра, М. Б.** Горизонтальное перемещение в основании под жестким штампом / М. Б. Балюра // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 1. – С. 39 – 41.
3. **Болдырев, Г. Г.** Деформация песка в основании полосового штампа / Г. Г. Болдырев, Е. В. Никитин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 1. – С. 26 – 28.
4. **Глушков, Г. И.** Расчет сооружений, заглубленных в грунт / Г. И. Глушков. – М. : Стройиздат, 1977. – 295 с.
5. **Горбунов-Посадов, М. И.** Устойчивость фундаментов на песчаном основании / М. И. Горбунов-Посадов. – М. : Госстройиздат, 1962. – 96 с.
6. **Довнарвич, С. В.** Влияние характера формирования песчаного основания на его деформирование / С. В. Довнарвич // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 6. – С. 7–8.
7. **Зеленин, А. Н.** Основы физической теории резания грунтов экскаваторными машинами / А. Н. Зеленин // Резание грунтов. – М. : Изд-во АН СССР, 1951.
8. **Евдокимов, П. Д.** Экспериментальное исследование несущей способности песчаного основания при эксцентричной наклонной нагрузке на штампы / П. Д. Евдокимов, П. Н. Кашкаров // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1979. – Т. 130. – С. 71 – 76.
9. **Елизаров, С. А.** Критерии несущей способности и разные фазы деформирования основания / С. А. Елизаров, М. В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 4. – С. 25.
10. **Канонян, А. С.** Экспериментальное исследование разрушения песчаного основания вертикальной нагрузкой / А. С. Канонян // Тр. ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – М., 1951. – № 4. – С. 23 – 30.
11. **Леденёв, В. В.** Экспериментальное исследование оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденёв. – Воронеж : ВГУ, 1985. – 156 с.
12. **Леденёв, В. В.** Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденёв. – Воронеж : ВГУ, 1990. – 224 с.
13. **Малышев, М. В.** Теоретические и экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания / М. В. Малышев. – М. : Изд-во БНИИ БОДГЕО, 1953. – № 2. – 83 с.

14. **Мурзенко, Ю. Н.** Экспериментально-технические исследования силового воздействия фундаментов и песчаного основания : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Ю. Н. Мурзенко. – Новочеркасск, 1972.– 44 с.

15. **Разоренов, В. Ф.** Экспериментальное исследование устойчивости одиночных фундаментов при действии горизонтальной нагрузки / В. Ф. Разоренов // Тр. Всесоюз. НИИ железнодорожного строительства и проектирования.– М., 1955. – Вып. 15. – С. 35 – 145.

16. **Ремизников, В. К.** Новый метод исследования деформаций грунтов и некоторые его практические приложения / В. К. Ремизников // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. – 1948. – Т. 36. – С. 90 – 106.

17. **Сорочан, Е. А.** Экспериментальное исследование устойчивости основания прямоугольных фундаментов, нагруженных наклонной силой / Е. А. Сорочан, А. С. Снарский, Л. Н. Теренецкий // Тр. ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – 1980. – Вып. 70. – С. 16 – 24.

18. **Chammar, A. V.** Bearing capacity theory from experimental results / A. V. Chammar // Journal of the soil mechanics and foundation division. – 1972. – V. 98, N. SM12. – P. 1311 – 1324.

19. **Dembicki, E.** Stabilime des foundations des poteaux soumis a des moments / E. Dembicki, W. Odrobinski, W. Gichy // Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. – 1977. – V. 30, N 348. – S. 117 – 150.

20. **Jumikis, A. R.** Rupture surfaces in sand under oblique loads / A. R. Jumikis // Proc. ASCS – 1956. – V. 104, N GT12. P. 1427 – 1447.

21. **Muhs, H.** Uber das Verhalten beim Bruoh, die Granztragfahigkeit and die zulassige Belastung von sand / H. Muhs (4 Bericht) H. Kahl, H. Muhs (5 Bericht) // Ergebnisse von Probelastungen auf grolen Lastflachen sur Ermittlung der Bruchlast in Sand DEGEBO, H. 14. – 1961. – p. 1 – 98.

22. **Muhs, H.** Inclined load tests on shallow strip footings. Proc. of the eighth international conference on soil mechanics and foundation engineering / H. Muhs, S. Weiss. – Moscow, 1973. – V. 1.3. – S. 173 – 179.

23. **Prakash, S.** Bearing capacity of eccentrically loaded footings / S. Prakash, S. Saran // Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE. – 1971. – V. 97, N SM1. – P. 95 – 117.

24. **Vesic, A. S.** Analysis of ultimate loads of shallow foundations / A. S. Vesic // Journal of the soil mechanics and foundation division. – 1973. – V. 99, N SM1. – P. 45 – 73.

Глава 6

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ П-ОБРАЗНЫХ СТАЛЬНЫХ РАМ

6.1. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ П-ОБРАЗНОЙ СТАЛЬНОЙ РАМЫ

Целью исследований являлось определение напряженно-деформированного состояния в элементах стальной рамы при изменении плотности основания, жесткости узлов сопряжения элементов рамы, величин и эксцентриситетов нагрузок. Интервалы изменения влияющих параметров принимали такими, чтобы можно получить эмпирические зависимости [2, 3].

Результаты экспериментов сравнивали с расчетными и полученными другими исследователями [1, 3].

6.2. НЕДЕФОРМИРУЕМОЕ (ЖЕСТКОЕ) ОСНОВАНИЕ РАМЫ

Эксперименты проводили с рамой № 2 ($H/L = 2000/1200$ мм, $L = 50 \times 5$ мм, $I_p/I_k = 5,6$) (рис. 6.1) при отсутствии вертикальных, горизонтальных перемещений фундаментов и допущения поворота в уровне подошвы. В ходе исследований изменяли схемы нагружения и жесткость узлов сопряжения ригеля со стойкой.

С ростом нагрузки деформации и напряжения в элементах рамы растут плавно, без скачков (рис. 6.2, 6.3). Максимальные их величины отмечены в ригеле – в месте приложения нагрузки, в колонне – вблизи опор и в месте сопряжения ригеля с колонной. С увеличением жесткости верхних узлов напряжения в ригеле уменьшаются, в колонне наоборот – увеличиваются (рис. 6.4). Напряжения в левой и правой стойке не всегда совпадали, что можно объяснить невозможностью изготовления двух абсолютно одинаковых узлов.

Сопоставление экспериментальных и теоретических данных приведено в табл. 6.1.

Теоретические данные, определенные методом сил для рамы с шарнирным сопряжением ригеля и колонн, сравниваем с полученными на экспериментальной установке при шарнирном, податливом и жестком сопряжении элементов.

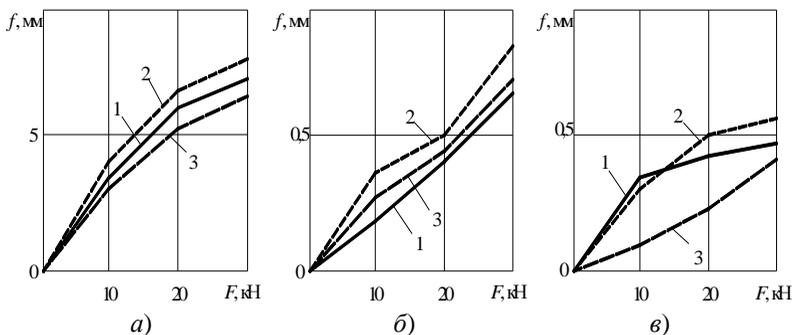


Рис. 6.1. Сопряжение ригеля со стойкой: 1 – шарнирное; 2 – податливое; 3 – жесткое. Зависимости перемещений середины: ригеля (а), левой (б) и правой (в) колонн рамы на недеформируемом основании при $e_0 = 0$

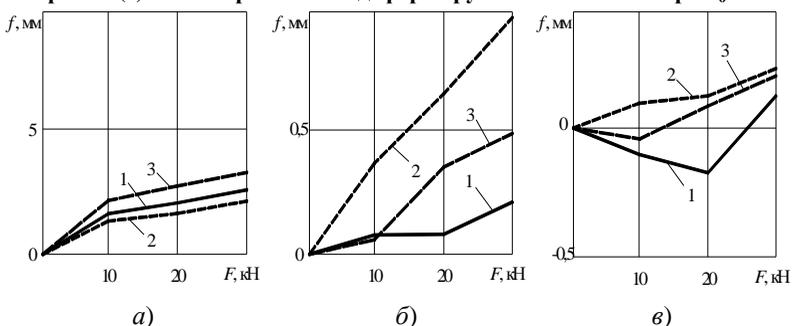


Рис. 6.2. Сопряжение ригеля со стойкой: 1 – шарнирное; 2 – податливое; 3 – жесткое. Зависимости перемещений середины: ригеля (а), левой (б) и правой (в) колонн рамы на недеформируемом основании при $e_0 = 0,5$

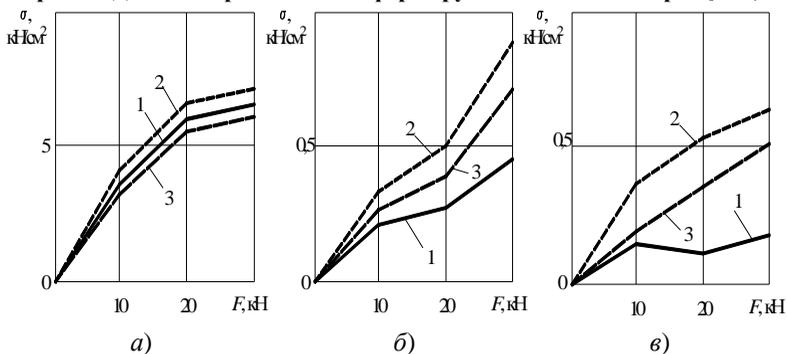


Рис. 6.3. Сопряжение ригеля со стойкой: 1 – шарнирное; 2 – податливое; 3 – жесткое. Зависимости напряжений середины ригеля (а), левой (б) и правой (в) колонн рамы на недеформируемом основании при $e_0 = 0$

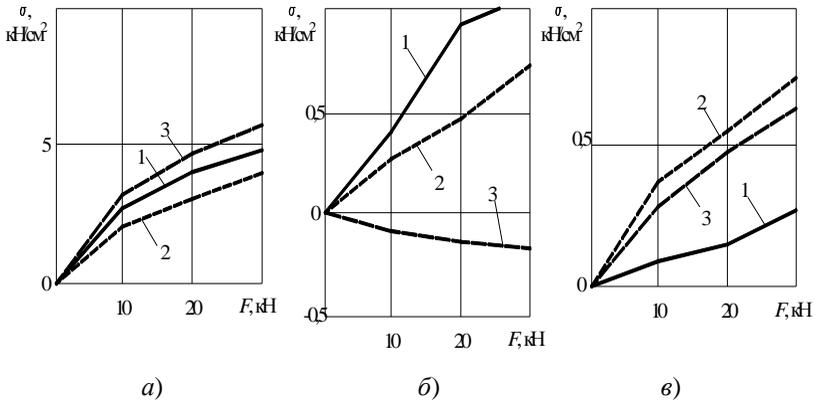


Рис. 6.4. Сопряжение ригеля со стойкой: 1 – шарнирное; 2 – податливое; 3 – жесткое. Зависимости напряжений середины: ригеля (а), левой (б) и правой (в) колонн рамы на недеформируемом основании при $e_0 = 0,5$

6.1. Коэффициенты (k_0) распределения напряжений по длине колонны

Соединение ригеля и колонны					
шарнирный узел		податливый узел		жесткий узел	
колонна		колонна		колонна	
левая	правая	левая	правая	левая	правая
1	2	3	4	5	6
Бетонное основание					
$e_0 = 0$					
$\frac{2,2}{0,9} = 2,4$	$\frac{2,5}{2,2} = 1,1$	$\frac{2,5}{1,4} = 1,8$	$\frac{3,3}{2} = 1,7$	$\frac{1,9}{0,8} = 2,4$	$\frac{2,4}{1,7} = 1,4$
$e_0 = 0,5$					
$\frac{2,3}{0,2} = 11,5$	$\frac{0,9}{0,9} = 1$	$\frac{2,5}{0,05} = 50$	$\frac{1,83}{0,88} = 2,1$	$\frac{0,8}{1,25} = 0,64$	$\frac{1,8}{1} = 1,8$

Соединение ригеля и колонны					
Шарнирный узел		Податливый узел		Жесткий узел	
колонна		колонна		колонна	
левая	правая	левая	правая	левая	правая
1	2	3	4	5	6
Песчаное основание $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$; $\lambda = 0$					
$e_0 = 0$					
$\frac{1,47}{1,1} = 1,34$	$\frac{1,4}{0,9} = 1,55$	$\frac{1,52}{0,85} = 1,79$	$\frac{1,6}{0,84} = 1,91$	$\frac{0,73}{0,54} = 1,35$	$\frac{2,1}{1,08} = 1,94$
$e_0 = 0,5$					
-	-	-	-	$\frac{3,4}{4,1} = 0,83$	$\frac{7,6}{0,6} = 12,66$
Песчаное основание $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$; $\lambda = 0$					
$e_0 = 0$					
$\frac{3,07}{0,75} = 4,1$	$\frac{2,31}{1,4} = 1,65$	$\frac{4}{0,64} = 6,25$	$\frac{2,96}{1,2} = 2,47$	$\frac{1,78}{1,19} = 1,5$	$\frac{2,85}{1,09} = 2,62$
$e_0 = 0,5$					
-	-	-	-	$\frac{3,15}{1,9} = 2,25$	$\frac{6,37}{0,75} = 8,49$
Песчаное основание $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$; $\lambda = 1$					
$e_0 = 0$					
$\frac{0,95}{0,74} = 1,28$	$\frac{0,85}{0,56} = 1,52$	$\frac{1,5}{1,3} = 1,15$	$\frac{1,54}{0,87} = 1,77$	$\frac{1,39}{0,79} = 1,76$	$\frac{1,29}{0,65} = 1,98$

1	2	3	4	5	6
Песчаное основание $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$; $\lambda = 1$					
$e_0 = 0,5$					
–	–	–	–	$\frac{1,35}{0,8} = 1,69$	$\frac{3}{0,01} = 300$
Песчаное основание $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$; $\lambda = 1$					
$e_0 = 0$					
$\frac{2,05}{0,5} = 4,1$	$\frac{1,65}{0,66} = 2,5$	$\frac{2,8}{1,7} = 1,65$	$\frac{2,9}{1,8} = 1,6$	$\frac{2,3}{1,3} = 1,77$	$\frac{1,7}{0,92} = 1,85$
$e_0 = 0,5$					
–	–	–	–	$\frac{0,53}{0,8} = 1,66$	$\frac{1,45}{0,01} = 145$
*Числитель – напряженная сверху колонна; знаменатель – внизу.					

При центральном приложении нагрузки экспериментальные напряжения в ригеле уменьшаются с увеличением жесткости верхних узлов рамы. В стойках наименьшие напряжения соответствует жесткому сопряжению, а наибольшие – податливому, превосходя значения первого в нижней части стойки: для левой колонны в 1,75 раза; правой в 1,28 раза; верхней 1,32 и 1,38 соответственно. Объясняется это тем, что при шарнирном соединении на колонну действует лишь момент от внецентренной силы. При податливом сопряжении на колонну добавляется часть момента, передаваемого с ригеля через узловые накладки, тем самым, разгружая его, так как были исключены только линейные перемещения фундамента, а его поворот от момента в стойке возможно, что наибольшее разгружающее влияние поворота должно быть получено при максимальном моменте, соответствующем жесткому сопряжению. Подобное отмечалось и в [7].

При несимметричном нагружении рамы ($e_0 = 0,5$) напряжения в ригеле также снижаются с увеличением жесткости верхних узлов ра-

мы. В верхней части колонн максимальными являются напряжения, соответствующие податливому сопряжению, в нижней – жесткому. Это объясняется тем, что при жестком сопряжении ригеля с колоннами тангенс угла наклона верхней части колонны (вблизи узла) относительно вертикальной оси меньше, чем приподатливом (из-за конструкции узла). Вследствие этого на нижнюю часть колонны действует больший изгибающий момент. При податливом сопряжении сила, приложенная к колонне с эксцентриситетом, в большей степени изгибает верхнюю часть колонны. В таблице 6.1 представлено отношение напряжений в верхней части колонны к нижней ($k_\sigma = \sigma_v/\sigma_n$). Величина k_σ позволяет оценить влияние жесткости узлов сопряжения элементов рамы на распределение напряжений по длине.

При центральной нагрузке наибольшая неравномерность напряжений наблюдается у рамы с жесткими узлами. Так как практически все коэффициенты (k_σ) больше единицы, наиболее нагруженной является верхняя часть колонн. В опытах с $e \neq 0$ максимальный коэффициент получен для рамы с податливыми узлами. По их величине ($k_\sigma = 50$ и $k_\sigma = 2,1$) видно, что наиболее нагруженной является верхняя часть стоек. При жестких узловых сопряжениях напряжения увеличиваются в нижней части колонны ($k_\sigma = 0,64$). Это отмечалось и в [7].

Сравнивая схемы деформирования конструкции при разных условиях закрепления верхних концов стоек, можно отметить, что на жестком основании при разной жесткости верхних узлов работа стоек подобна между собой, в то время как для песчаного основания условия закрепления определяют форму, по которой происходит изгиб колонны. Значительно меньше (до 20%) и горизонтальное смещение верхней части. Это, в свою очередь, увеличивает напряжение в раме в среднем на 31%. Происходит их перераспределение по длине с увеличением в верхней части на 47%, в нижней – на 12%, а ригеле, наоборот, уменьшение на 18%.

На рисунках 6.5 – 6.12 представлены графики зависимостей $F - \sigma$ и $F - f$ для сечений, расположенных посередине длины каждого элемента при $e_0 = 0; 0,5$.

В опытах с $e_0 = 0$ и $F = 30$ кН расхождения между максимальными и минимальными значениями напряжений и деформаций находятся в пределах 30% соответственно.

Анализ результатов показал, что в большинстве экспериментов максимальные величины деформаций и напряжений приходятся на раму с податливыми узлами. Другие варианты узлов имеют максимальные значения лишь в отдельных экспериментах.

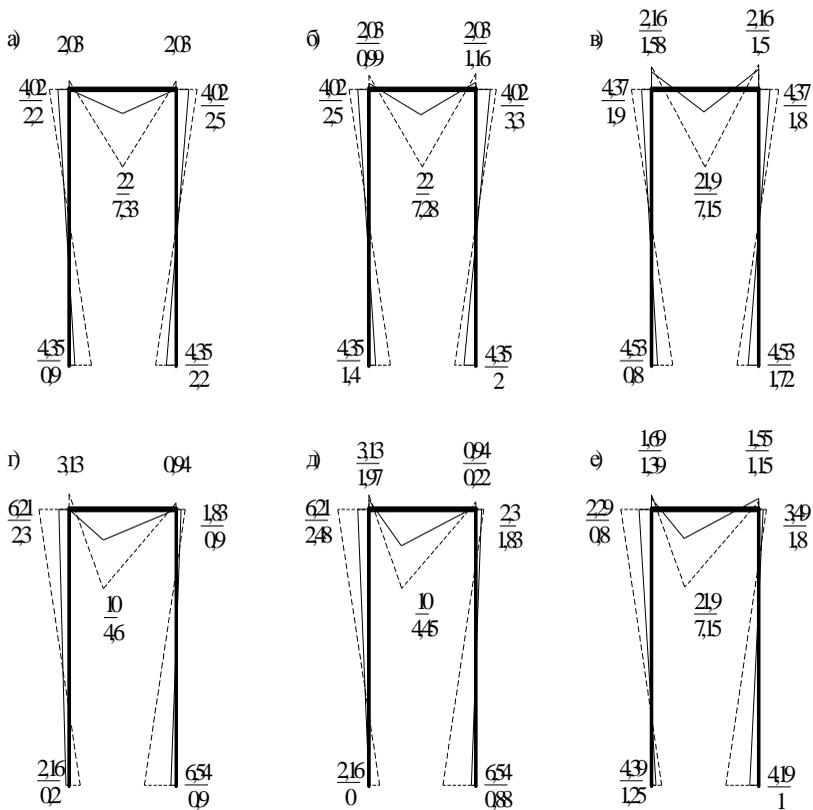


Рис. 6.5. Эпюры фибровых напряжений в элементах стальной рамы на жестком основании $[\sigma, \text{кН/см}^2]$, при $e_0 = 0$ (а, б, в) и $e_0 = 0,5$ (г, д, е); $F = 30 \text{ кН}$.

Сопряжение в верхних узлах шарнирное (а, г); податливое (б, д); жесткое (в, е)

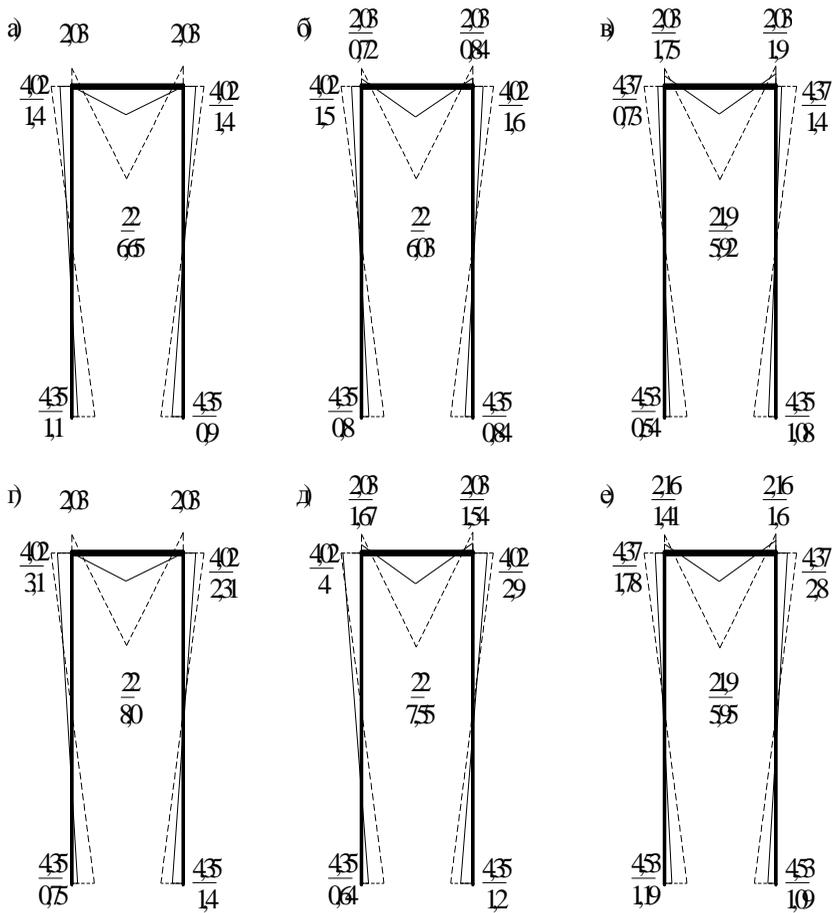


Рис. 6.6. Эпюры фибровых напряжений в элементах стальной рамы на «песчаном основании» [σ , кН/см²], при $e_0 = 0$, $F = 30$ кН, $\lambda = 0$, ρ , г/см³: 1,57 (а, б, в) и 1,61 (г, д, е).

Сопряжение в верхних узлах шарнирное (а, г); податливое (б, д); жесткое (в, е)

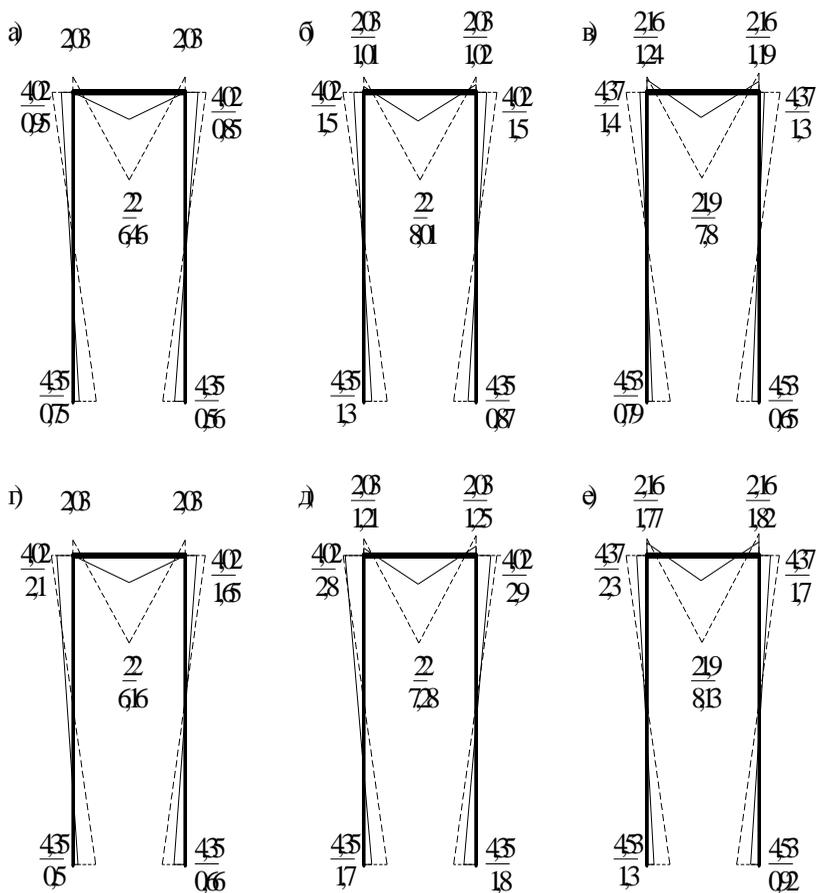


Рис. 6.7. Эпюры фибровых напряжений в элементах стальной рамы на песчаном основании $[\sigma, \text{кН/см}^2]$, при $e_0 = 0$, $F = 30 \text{ кН}$, $\lambda = 1$, $\rho, \text{г/см}^3$:
1,57 (а, б, в) и 1,61 (г, д, е).

Сопряжение в верхних узлах шарнирное (а, г); податливое (б, д); жесткое (в, е)

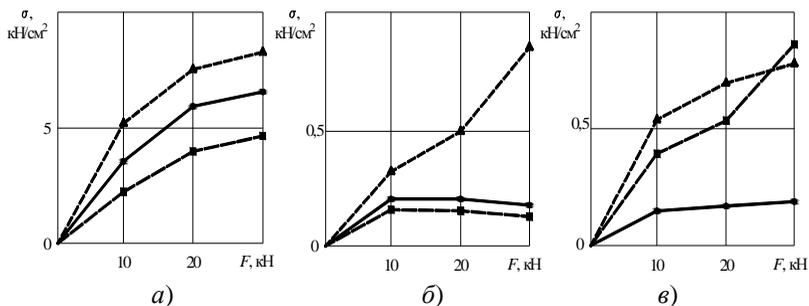


Рис. 6.8. Графики зависимости F – σ посередине для элементов рамы на песчаном основании при $e_0 = 0$, $\lambda = 0$ и $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ для ригеля (а), левой (б) и правой колонны (в).

Узлы сопряжений ригеля с колонной:

- шарнирный;
- ▲—▲— податливый;
- жесткий

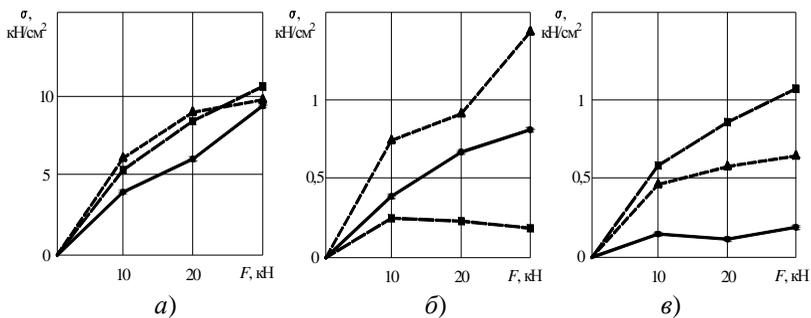


Рис. 6.9. Графики зависимости F – σ посередине для элементов рамы на песчаном основании при $e_0 = 0$, $\lambda = 0$ и $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ для ригеля (а), левой (б) и правой колонны (в).

Узлы сопряжений ригеля с колонной:

- шарнирный;
- ▲—▲— податливый;
- жесткий

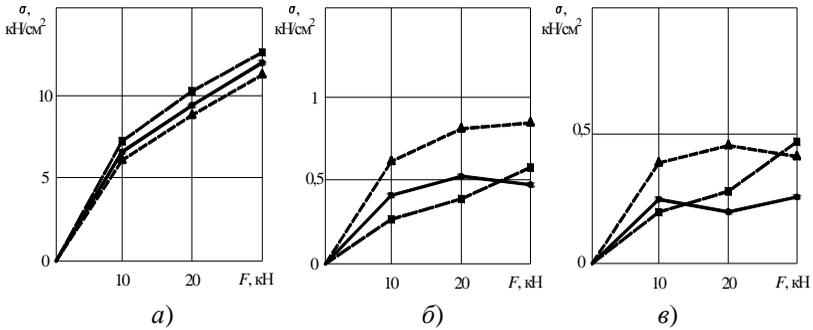


Рис. 6.10. Графики зависимости F – σ посередине длин элементов рамы на песчаном основании при $e_0 = 0$, $\lambda = 1$ и $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ для ригеля (а), левой (б) и правой колонны (в).

Узлы сопряжений ригеля с колонной:

- шарнирный;
- ▲—▲— податливый;
- жесткий

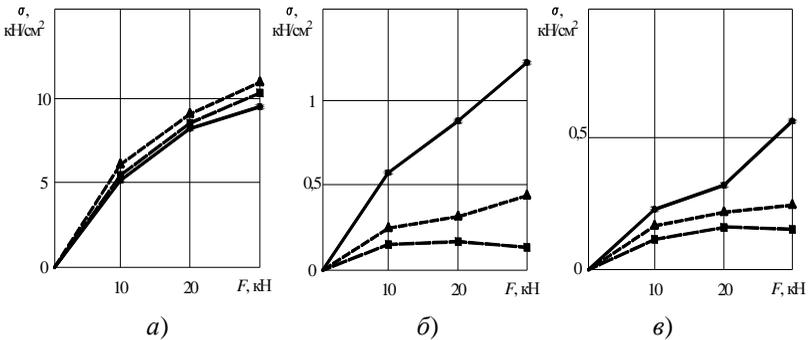


Рис. 6.11. Графики зависимости F – σ посередине длин элементов рамы на песчаном основании при $e_0 = 0$, $\lambda = 1$ и $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ для ригеля (а), левой (б) и правой колонны (в).

Узлы сопряжений ригеля с колонной:

- шарнирный;
- ▲—▲— податливый;
- жесткий

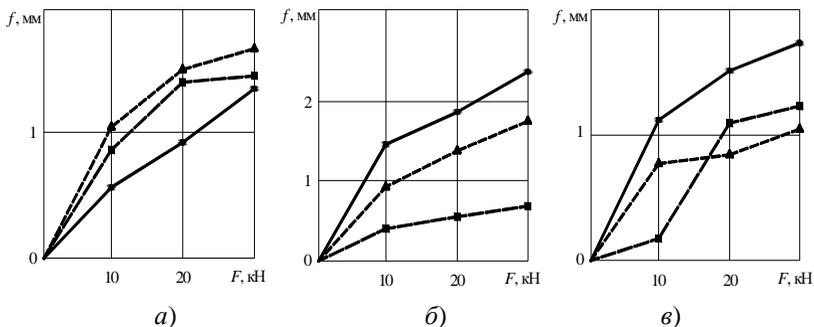


Рис. 6.12. Графики зависимости F - f посередине длин элементов рамы на песчаном основании при $e_0 = 0$, $\lambda = 0$ и $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ для ригеля (а), левой (б) и правой колонны (в).

Узлы сопряжений ригеля с колонной:

- шарнирный;
- ▲—▲— податливый;
- жесткий

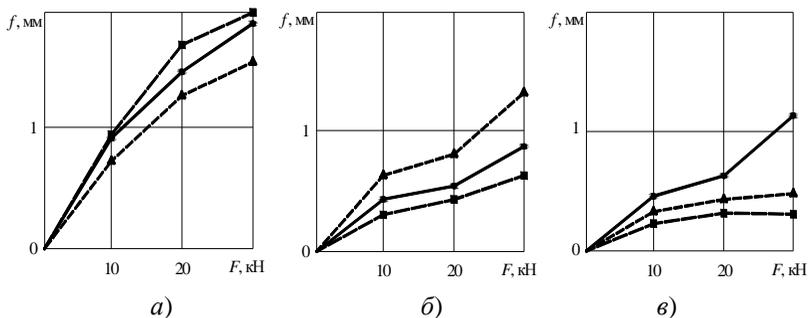


Рис. 6.13. Графики зависимости F - f посередине длин элементов рамы на песчаном основании при $e_0 = 0$, $\lambda = 0$ и $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ для ригеля (а), левой (б) и правой колонны (в).

Узлы сопряжений ригеля с колонной:

- шарнирный;
- ▲—▲— податливый;
- жесткий

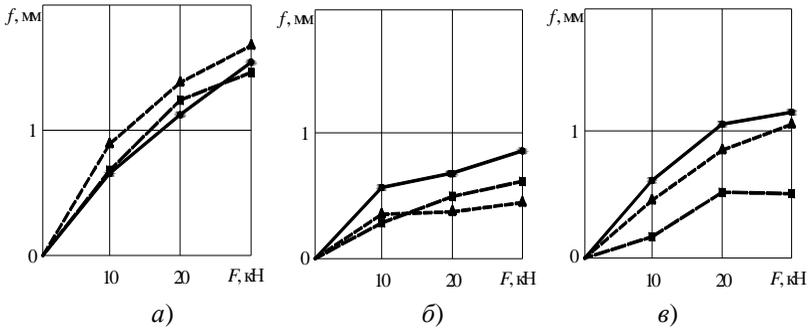


Рис. 6.14. Графики зависимости F – f посередине длин элементов рамы на песчаном основании при $e_0 = 0$, $\lambda = 1$ и $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ для ригеля (а), левой (б) и правой колонны (в).

Узлы сопряжений ригеля с колонной:

- шарнирный;
- ▲—▲— податливый;
- жесткий

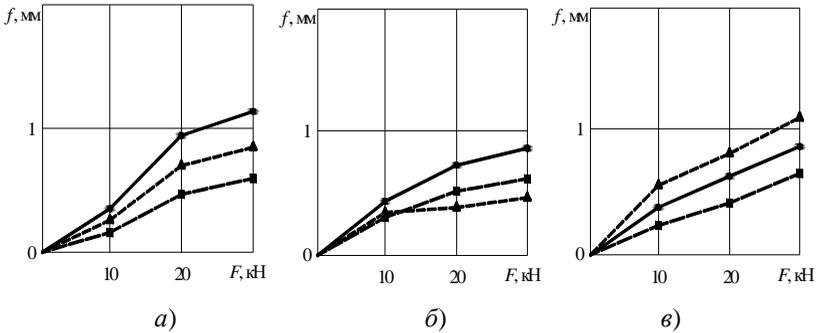


Рис. 6.15. Графики зависимости F – f посередине длин элементов рамы на песчаном основании при $e_0 = 0$, $\lambda = 1$ и $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ для ригеля (а), левой (б) и правой колонны (в).

Узлы сопряжений ригеля с колонной:

- шарнирный;
- ▲—▲— податливый;
- жесткий

6.3. РАБОТА НА ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ ПРИ СИММЕТРИЧНОЙ НАГРУЗКЕ ($e_0 = 0$)

Экспериментальные значения напряжений в подавляющем большинстве опытов больше теоретических во всех элементах рамы: при шарнирном сопряжении ригеля с колонной в среднем на 70%, при податливом – 46%, жестком – 60%. В стойках они возрастают при увеличении жесткости верхних узлов от шарнирного ($\sigma = 1,4$) к податливому ($\sigma = 1,5$), при дальнейшем увеличении жесткости узлов до жесткого сопряжения происходит уменьшение ($\sigma = 0,7$). Увеличение напряжений при переходе от шарнирного узла к податливому обусловлено тем, что введение новых связей в узел снижают приспособляемость рамы к деформациям основания. Дальнейшее увеличение жесткости узлов вызывает изменение напряжений в раме и перераспределение усилий. Поворот фундамента приводит к уменьшению напряжений. Это подтверждается рассмотрением осадок и крена фундамента для разных видов узлов. Наибольший крен наблюдается для жесткого узлового сопряжения, наименьший – для шарнирного. Большой крен часто сопровождается значительным боковым перемещением фундаментов, что дополнительно разгружает колонну, изгибает ее. Однако, этого недостаточно для значительного поворота фундамента и изменения формы деформации колонны.

Эпюры, представленные на рисунках, показывают, что максимальные напряжения в ригеле могут варьироваться с изменением условий опирания рамы в пределах от 5,92 до 8,13 кН/см². В верхней части колонн при всех вариантах заглубления ($\lambda = 0 \dots 1$) и плотности ($\rho = 1,57 \dots 1,61$ г/см³) по сравнению с другими видами узлов максимальными являются напряжения в раме (при $F = 30$ кН) с податливыми узлами сопряжения. При $\lambda = 0$ и 0,5 и одинаковой плотности ($\rho = 1,57$ г/см³) значения напряжений для правой и левой колонн варьируются в интервале от 1,52 до 1,6 кН/см². С увеличением плотности до $\rho = 1,61$ г/см³ при том же заглублении ($\lambda = 0$) напряжения возрастают для левой колонны в 2,6 раза, правой – в 1,9. В нижней части колонн напряжения максимальны в раме с податливыми узлами ($\lambda = 1$, $\rho = 1,57$ и 1,61 г/см³) или в одной из колонн с другим видом сопряжения и меньшим заглублением.

Существенное влияние на деформации оказывает горизонтальное смещение не только фундаментов, но и верхней части рамы в уровне ригеля. Это приводит к изменению работы не только ригеля и колон-

ны, но и к значительному увеличению напряжений в элементах узлов сопряжения. Большой взаимный поворот ригеля относительно колонны в некоторых экспериментах привел к разрыву сварочного шва и значительной деформации накладок в узле.

Введение связей на уровне ригеля не полностью исключает такое развитие ситуации. При анализе опытных данных выявлено, что это происходит из-за перемещений фундамента, которые, в большей степени, зависят от характеристик основания и величины заглубления.

Графики зависимостей F – f и F – σ для точек, расположенных посередине длин элементов конструкции, представлены на рис. 6.5 – 6.12. Рассмотрим влияние плотности основания и заглубления фундаментов (при $F = 30$ кН, приложенной к ригелю рамы) на величины деформаций и напряжений в раме с различными вариантами узлов сопряжения. При $\lambda = 0$ и $\rho = 1,57$ г/см³ (рис. 3.8, а) максимальный прогиб в ригеле соответствовал жесткому сопряжению ($f_{\max} = 1,17$ мм), а наименьший ($f_{\min} = 0,83$ мм) – шарнирному.

В колоннах, наоборот, шарнирному варианту соответствовал больший прогиб ($f_{\max.лев.} = 2$ мм, $f_{\max.прав.} = 1,63$ мм), жесткому – наименьший. В левой колонне ($f_{\min.лев.} = 0,58$ мм) и правой при $F \leq 15$ кН деформации увеличились до величины 1,23 мм, превзойдя значение для податливого узла (0,81 мм). Напряжения и прогибы в ригеле наибольшие при жестком сопряжении ($\sigma_x = 8,2$ кН/см²), наименьшие – при податливом ($\sigma_x = 5,2$ кН/см²). В колоннах максимальные напряжения отмечены в раме с податливыми узлами ($\sigma_{\max.лев.} = 0,7$ кН/см² и $\sigma_{\max.прав.} = 0,73$ кН/см²). При таком же заглублении ($\lambda = 0$), но плотности $\rho = 1,61$ г/см³ (рис. 6.8, б) напряжения как в ригеле, так и в левой колонне испытываемой рамы, являются максимальными для податливого варианта сопряжения узлов ($\sigma_{\max.риг.} = 7,7$ кН/см², $\sigma_{\max.лев.} = 1,4$ кН/см²). У жесткого узла в левой колонне они меньше, чем у других (0,18 кН/см²), в правой – больше (0,98 кН/см²). Это вызвано смещением нагрузки в правую сторону. Графики перемещений это подтверждают (рис. 6.12, б). При $\lambda = 1$ и $\rho = 1,57$ г/см³ (рис. 6.14, в) максимальные напряжения соответствуют податливому сопряжению: в ригеле, начиная с нагрузки $F = 15$ кН; в левой колонне – на всем этапе нагружения; в правой – при $F < 27$ кН. С увеличением плотности до $\rho = 1,61$ г/см³ максимальные напряжения и деформации (кроме прогиба f_x правой колонны до 25 кН) соответствовали шарнирному сопряжению.

6.4. РАМА НА ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ ПРИ НЕСИММЕТРИЧНОМ ПРИЛОЖЕНИИ НАГРУЗКИ

Эксперименты подтвердили выявленные ранее основные зависимости. Отличие состоит лишь в величинах значений. Полученные в опытах напряжения и деформации всегда меньше теоретических (табл. 6.2, строка 5). Работа рамы и ее формы деформирования не изменились.

6.2. Среднее отношение экспериментальных деформаций (Δ_e) и напряжений (σ_e) к теоретическим (Δ_t, σ_t), %

$\Delta_e/\Delta_t,$ σ_e/σ_t	Вид сопряжения							Вид основания
	шарнирное		податливое		жесткое			
	ригель	колонна	ригель	колонна	ригель	левая колонна	правая колонна	
$e_0 = 0$								
Δ	64	–	75	–	61	60	60	Песчаное
Δ	55	–	56	–	53	60	60	Жесткое
σ	59	48	54	41	50	41	41	Песчаное
σ	67	53	67	45	68	60	60	Жесткое
$e_0 = 0,5$								
Δ	71	–	74	–	73	69	15	Песчаное
Δ	82	–	81	–	77	34	39	Жесткое
σ	49	52	50	53	61	59	28	Песчаное
σ	54	73	56	66	60	63	37	Жесткое

В опытах с эксцентриситетом приложения нагрузки и без него, видно, что в связи с деформациями основания действительные условия закрепления нижнего конца колонны коренным образом отличаются от условий, вытекающих из допущения о несжимаемости основания «жесткая заделка». Действительно, колонна получает в уровне базы не только поворот, но и горизонтальное перемещение им обусловленное, что резко меняет схему ее работы под нагрузкой. В отдельных случаях это приводит к перегрузке конструкции, значительному горизонтальному смещению верхней части, а иногда и к разрушению конструкции узла сопряжения с ригелем, быстрому нарастанию осадки и крена фундамента. Отсюда следует, что деформации основания существенно изменяют напряженно-деформированное состояние и перемещение колонны. Принципиально важным результатом совместной работы является изменение моментов в уровне подошвы фундамента, а, следовательно, и изменение напряженного состояния самого основания.

Деформации основания влияют на работу колонн в значительно большей степени, чем на работу ригеля. Чем ближе расположено сечение к подошве фундамента, тем больше влияние деформаций основания. На уровне подошвы фундамента величина экспериментального момента больше теоретического в среднем на 60%, в верхней части колонны – на 40%.

Это подтверждается и эпюрами напряжений в фибрах элементов конструкции рамы (рис. 6.16). Изменение плотности от $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ до $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ при $\lambda = 0$ вызывает увеличение напряжений в ригеле в 1,3 раза. В нижней части левой (наиболее нагруженной) колонны – уменьшает в 2,9 раза, правой – увеличивает в 1,25. В верхней части соответственно в 1,1 и 1,2.

При $\lambda = 1$ напряжения в колоннах значительно меньше (в среднем на 65%), чем при отсутствии заглубления ($\lambda = 0$).

В ряде опытов происходит отрыв подошвы фундамента от основания. Это следует рассматривать, с одной стороны, как особенность совместной работы основания и надземной конструкции, возникающую вследствие упругих деформаций в элементах, а с другой стороны, как одну из особенностей совместной работы основания и фундамента, связанную с неравномерным развитием пластических деформаций в грунте при внецентренном нагружении фундамента.

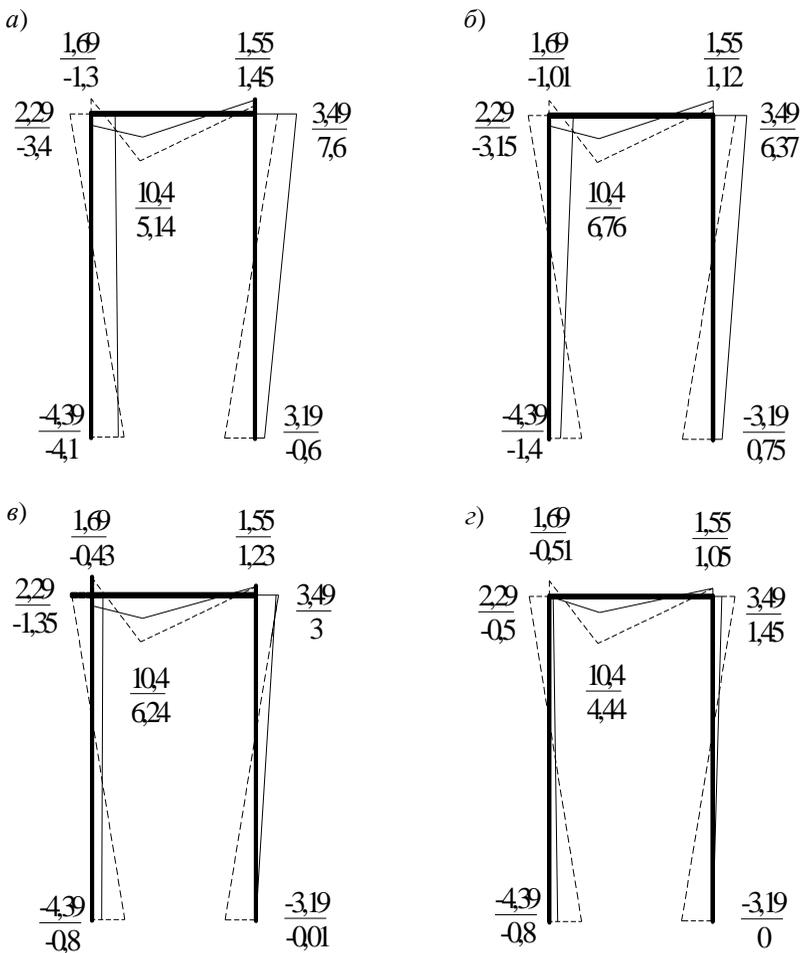


Рис. 6.16. Эпюры напряжений $[\sigma, \text{кН/см}^2]$ в элементах стальной рамы с жесткими узлами сопряжения на песчаном основании при $e = 0,5$; $F = 20 \text{ кН}$; $\lambda = 0$ (а, б); $\lambda = 1$ (в, г); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ (а, в); $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ (б, г); нормальные напряжения: 1 – экспериментальные; 2 – теоретические

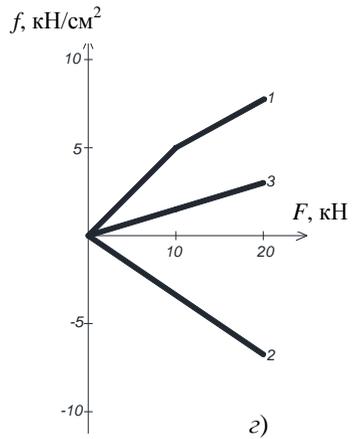
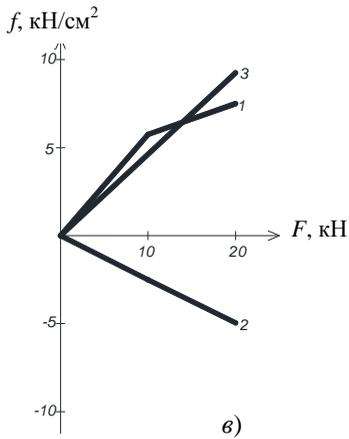
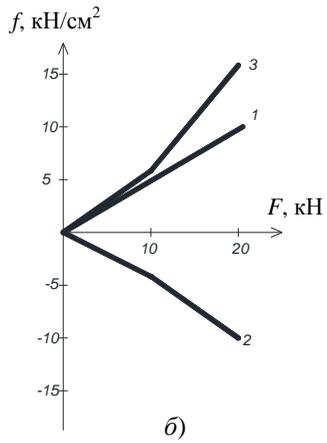
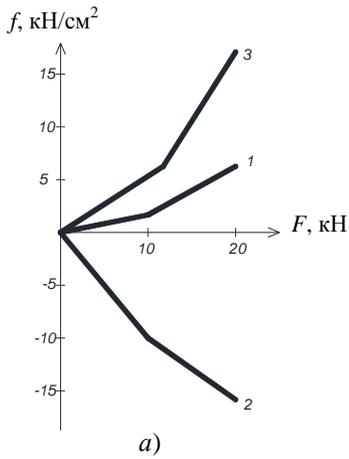
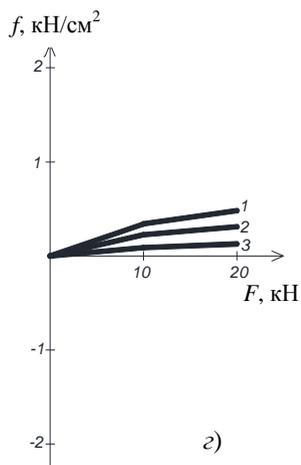
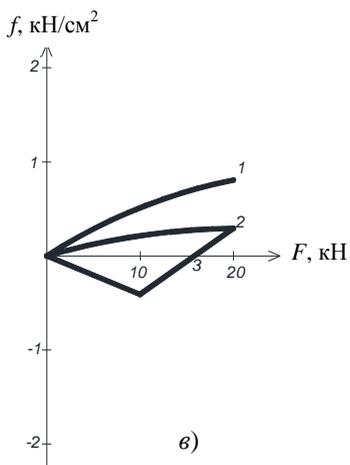
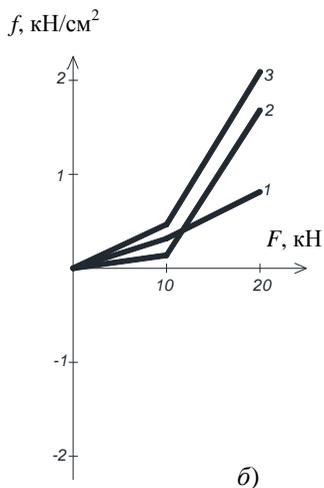
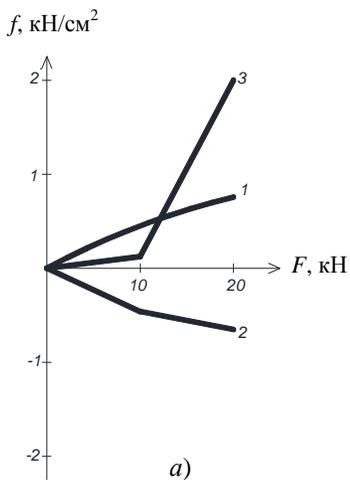


Рис. 6.17. Графики зависимости F - f посередине длин элементов рамы для жесткого сопряжения ригеля с колонной при $e_0 = 0,5$ и $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, г); $\rho = 1,57$ г/см³ (а, в), $\rho = 1,61$ г/см³ (б, г): 1 – ригель; 2 – левая колонна; 3 – правая колонна



**Рис. 6.18. Графики зависимости F - f посередине длин элементов рамы для жесткого сопряжения ригеля с колонной при $e_0 = 0,5$ и $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, з); $\rho = 1,57$ г/см³ (а, в), $\rho = 1,61$ г/см³ (б, з):
1 – ригель; 2 – левая колонна; 3 – правая колонна**

6.5. ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ КОНСТРУКЦИИ УЗЛОВ НА НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ ИСПЫТУЕМОЙ РАМЫ

В опытах на недеформируемом основании с повышением жесткости узлов деформации ригеля уменьшаются, а колонны – возрастают (табл. 6.2). Более жесткие узлы передают больший момент. Жесткость ригеля больше жесткости стоек в 5,6 раза. Вследствие этого стойки в большей степени подвержены деформированию. Увеличение напряжений в ригеле объясняется тем, что осадка, крен и горизонтальное перемещение фундамента частично разгружают колонну, изменяя ее положение, а ригель остается более нагруженным, чем на жестком основании. Качество подготовки основания может повлиять на направление изгиба колонны (внутри рамы или наружу) и величину момента. Как на жестком, так и на песчаном основании максимальные значения напряжений в стойках наблюдались при податливом соединении (4 кН/см^2 , рис. 6.20, *д*). В опытах на песчаном основании максимальные напряжения в ригеле возникают при шарнирном и податливом узле сопряжения, на жестком основании – при шарнирном. Наибольшая осадка соответствовала шарнирному соединению (табл. 6.2). Конструкция жесткого узла обеспечивает примерно одинаковую работу обеих стоек и, соответственно, фундаментов. Конструкции двух других узлов допускают перераспределение моментов (из-за случайных эксцентриситетов) в сторону одной из стоек. При этом их работа возрастала примерно пропорционально нагрузке. Если рассмотреть формы деформирования рамы (рис. 6.19), то видно, что для любого варианта сопряжения узлов конструкция может принять положение, не соответствующее симметричной работе. В основном это происходит за счет ослабления связей в уровне ригеля, что приводит к большим горизонтальным перемещениям (рис. 6.20, *з*, *д*) и из-за случайных погрешностей при подготовки основания (рис. 6.20, *б*, *в*, *е*). Последнее ведет к неравномерной осадке, крену, боковому перемещению одного из фундаментов. Одна из колонн, работающих в составе каркаса, оказывается малонагруженной, а другая – перегруженной и более деформированной. Вследствие изгиба колонн внутрь рамы верхние узлы оказываются перегруженными (рис. 6.20, *а*). Если такая форма деформации соответствует податливому или жесткому узлу сопряжения, то она может соответственно изменить напряженно-деформированное состояние рамы.

Сопряжение балок с колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыкания сбоку. Такое соединение может быть шарнирным, передающим только опорную реакцию (рис. 3.20, *а*, *б*), или жестким (рис. 3.20, *в*, *з*), передающим на колонну, кроме опорной реакции, еще и момент. При шарнирном соединении и примыкании балок сбоку колонна работает на внецентренное сжатие.

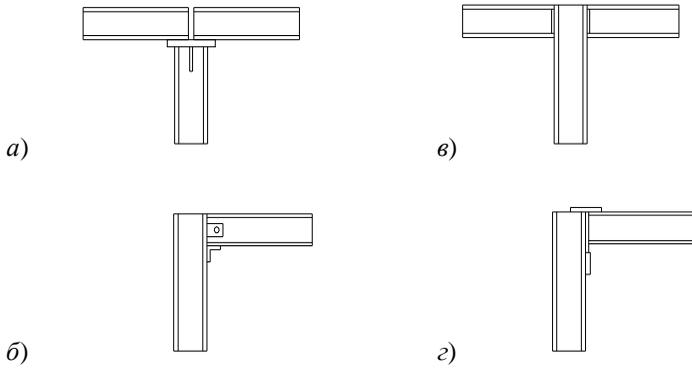


Рис. 6.19. Схемы узлов сопряжения балок с колоннами:
а, б – шарнирные; *в, г* – жесткие

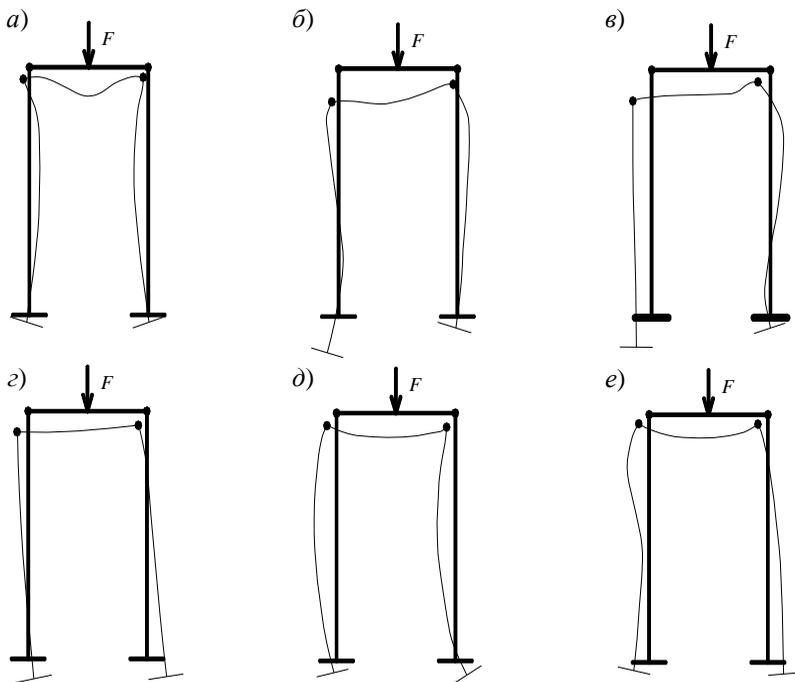


Рис. 6.20. Формы потери устойчивости рамы на песчаном основании

Момент условно принимают равным

$$M = N'e, \quad (6.1)$$

где N' – опорное давление; e – эксцентриситет приложения силы.

Для оценки жесткости узла введем характеристику

$$c = M/\varphi, \quad (6.2)$$

где c – жесткость узла сопряжения элементов; M – момент в крайнем сечении ригеля; φ – угол поворота ригеля относительно стойки.

Шарнирно выполненный узел (при $e_0 = 0$) предполагает, что эпюра момента в ригеле имеет форму треугольника. В узлах примыкания ригеля к колонне моменты равны нулю. Колонна подвергается воздействию вертикальной центральной или внецентренной силы. В жестком узле обеспечивается равенство эпюр моментов. Условно названный нами «податливый» узел был выполнен по схеме шарнирного с креплением болтами через накладки. Диаметр отверстий в накладках на 5...6 мм превышал диаметр болта.

Графики, представленные на рис. 6.22 – 6.26, позволяют оценить влияние нагрузки на величину φ при деформируемом основании. Углы поворота узлов возрастали примерно пропорционально нагрузке. Отклонения не превышали 7%. Установлено различие в знаках углов поворота ригеля относительно колонн при шарнирном и податливом сопряжении. Согласно принятому правилу знаков (рис. 6.21). Поворот узлов происходит в одинаковом направлении. Это возникает, как отмечалось ранее, из-за горизонтального смещения ригеля в плоскости рамы и различного перемещения стоек.

При шарнирном соединении ригеля со стойкой (рис. 6.22, а) и отсутствии заглабления модели фундамента оба узла поворачиваются в положительном направлении с разницей в величинах $\varphi = \pm 0,17$ рад. Колонны имеют наименьшее число связей, и форма их перемещений имеет вид дуги с выпуклостью наружу рамы.

Увеличение относительного заглабления фундаментов до $\lambda = 1$ изменяет направление поворота узлов (рис. 6.22, б, в). Один из узлов (в большинстве случаев правый) имеет отрицательное значение φ . Увеличению углов поворота способствует рост плотности основания. Для $\rho = 1,57$ г/см³; $\varphi_{\text{лев}} = 152 \cdot 10^{-5}$, $\varphi_{\text{прав}} = -327 \cdot 10^{-5}$; при $\rho = 1,57$ г/см³; $\varphi_{\text{лев}} = 189 \cdot 10^{-5}$, $\varphi_{\text{прав}} = -475 \cdot 10^{-5}$.

При центральном приложении нагрузки и жестком основании (рис. 6.22, з) левый узел сохраняет на всем этапе испытания угол поворота ($\varphi_{\text{лев}} \approx 117 \cdot 10^{-5}$), полученный при первой ступени нагружения ($F = 10$ кН). У правого происходит резкое увеличение из стабильного состояния, длившегося до $F = 20$ кН и составляющего $-35 \cdot 10^{-5}$ до $-169 \cdot 10^{-5}$.

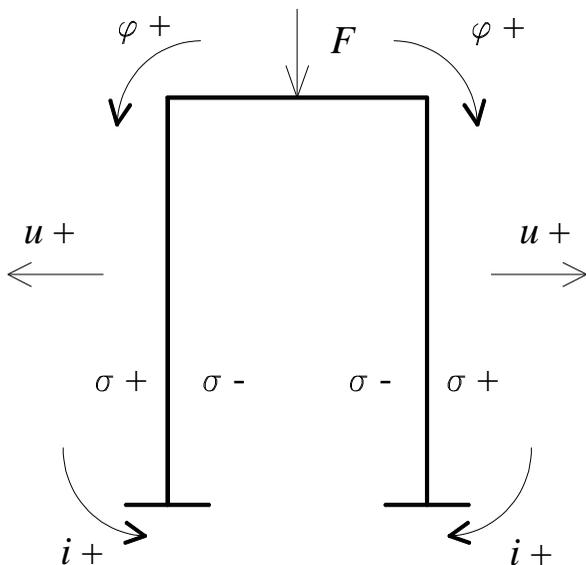


Рис. 6.21. Принятое правило знаков для направлений перемещений (u, φ, i) и деформаций (σ) в раме

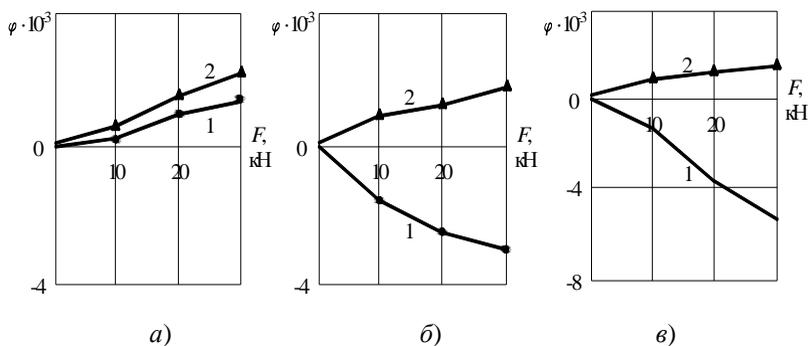


Рис. 6.22. Углы поворота ригеля относительно колонн рамы на песчаном основании при левом (1) и правом (2) шарнирном узловых соединениях при $e_0 = 0$; $\lambda = 0$ (а), $\lambda = 1$ (б); $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ (а, в); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ (б)

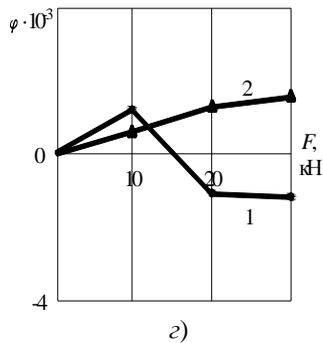
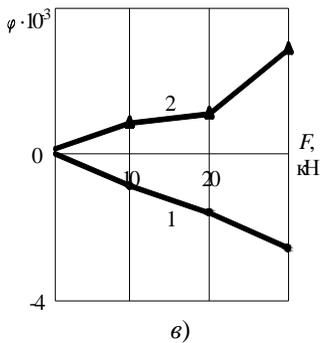
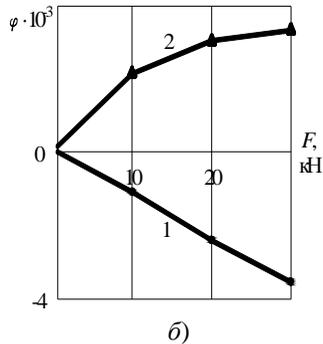
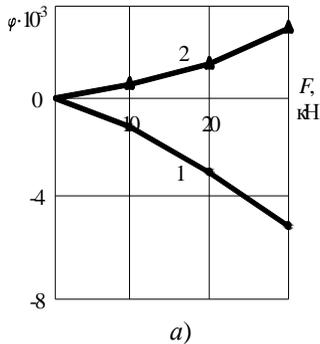


Рис. 6.23. Углы поворота ригеля относительно колонн рамы на песчаном основании при левом (1) и правом (2) податливом узловых соединениях при $e_0 = 0$; $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, з); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ (а, в); $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ (б)

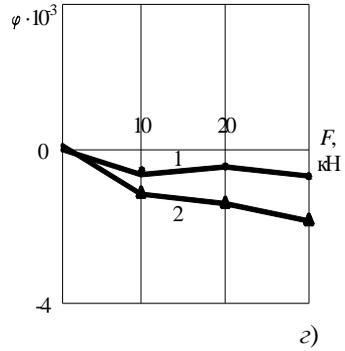
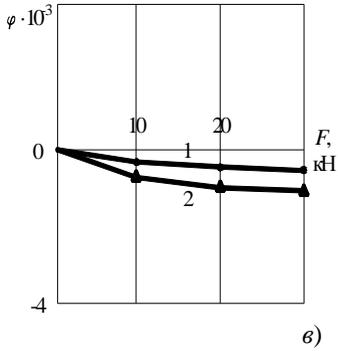
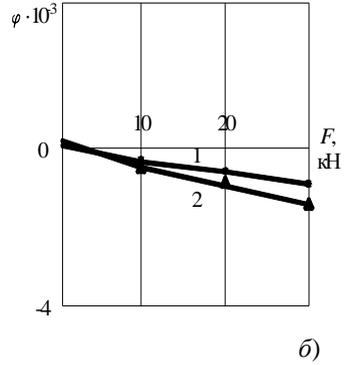
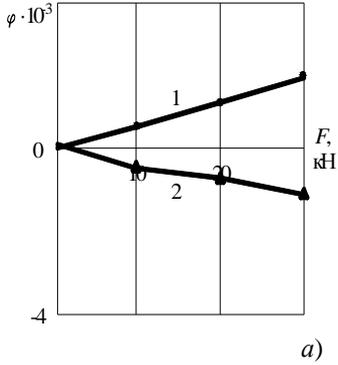


Рис. 6.24. Углы поворота ригеля относительно колонн рамы на песчаном основании при левом (1) и правом (2) жестком узловых соединениях при $e_0 = 0$; $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, з); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ (а, в); $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ (б, з)

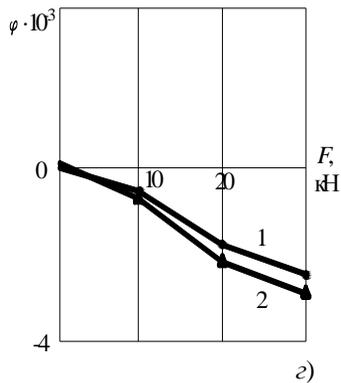
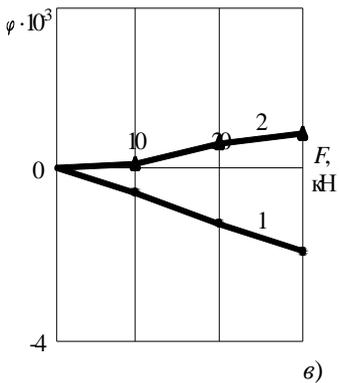
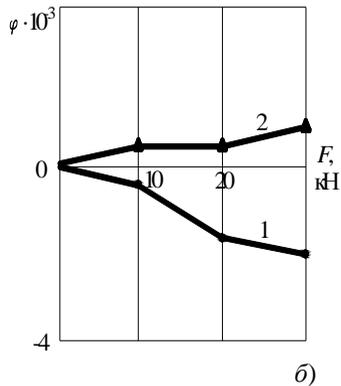
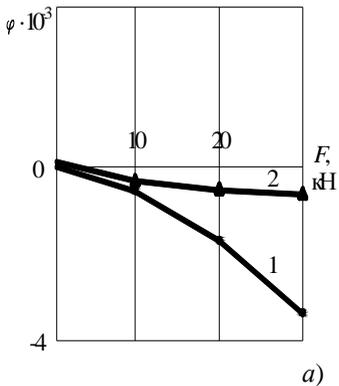


Рис. 6.25. Углы поворота ригеля относительно колонны рамы на песчаном основании при левом (1) и правом (2) жестком узловых соединениях при $e_0 = 0,5$; $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, з); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ (а, в); $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ (б, з)

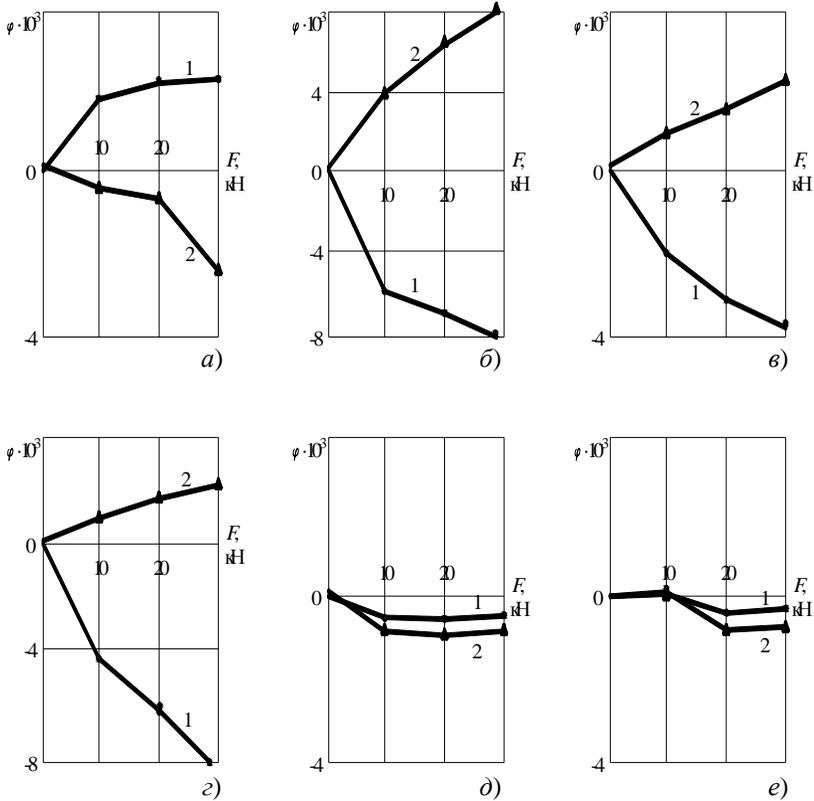


Рис. 6.26. Углы поворота ригеля относительно колонн рамы на жестком основании при левом (1) и правом (2) шарнирном (а, б), податливым (в, г), жестком (д, е) узловых соединениях при $e_0 = 0$ (а, в, д); $e_0 = 0,5$ и $e_0 = 1$ (б, г, е)

С приложением вертикальной нагрузки ($e_0 = 0,5$) величины φ резко возрастают ($\pm 400 \dots 1150 \cdot 10^{-5}$), значительно изменяя положение рамы в ее плоскости (рис. 6.22, δ).

При податливом сопряжении верхних узлов рамы наибольшие значения φ соответствуют $\lambda = 0$ (рис. 6.23, $a, б$). С увеличением заглубления до $\lambda = 1$ ($\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$) угол поворота уменьшается: правый узел – в 1,1 раза, левый – в 2,8. При $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ – это, соответственно, составило 1,6 и 6,3 раза. В опытах на жестком основании при $e_0 = 0$ деформации правого узла изменяются от $24 \cdot 10^{-5}$ до $127 \cdot 10^{-5}$, левого – значительно больше: от $-171 \cdot 10^{-5}$ до $-390 \cdot 10^{-5}$ (рис. 6.23, δ). Сила, приложенная с эксцентриситетом $e_0 = 0,5$, влияет в большей степени на левую колонну ($\varphi_{\text{прав. max}} = -782 \cdot 10^{-5}$). Разница между начальной и конечной деформацией правого узла составляет 30% и не превышает $160 \cdot 10^{-5}$.

Рама с жесткими узлами имеет примерно одинаковые величины и направления (в основном отрицательные) их углов поворота (рис. 6.24). При внецентренном нагружении угол поворота правого узла положителен ($\varphi \leq 38 \cdot 10^{-5}$).

Рама с жесткими верхними узлами сопряжения в наименьшей степени подвержена влиянию условий закрепления фундаментов. При шарнирных узлах соединения ригеля с колонной возможны различия в их работе. Изменение одного из параметров ведет к большим погрешностям результатов. Податливое соединение не имеет случайностей, присущих шарнирному, и стабильности работы как при жестком.

Влияние конструкции узлов сопряжения ригеля с колонной на перемещения рамы показаны на рис. 6.27 – 6.30. Наиболее значительные горизонтальные перемещения испытываемой рамы в уровне ригеля соответствуют шарнирному варианту сопряжения элементов при $\lambda = 1$, $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ ($\Delta_{\text{max}} = 2,6$ при $e_0 = 0$ и $\Delta_{\text{max}} = 3,3$ при $e_0 = 0,5$). Это существенно изменяет работу одной из колонн, так как передаваемая с ригеля нагрузка действует не вдоль центральной оси, а отклоняется на некоторый угол δ , зависящий от деформации ригеля. Вертикальное смещение ригеля относительно исходного положения при центральном приложении нагрузки является максимальным при жестких верхних узлах ($\lambda = 0$, $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$). С уменьшением жесткости узлов уменьшаются перемещения ригеля. Подобная картина отмечена при $e_0 \neq 0$. Малоуплотненное основание и небольшое заглубление фундаментов способствуют значительным вертикальным и горизонтальным перемещениям рамы.

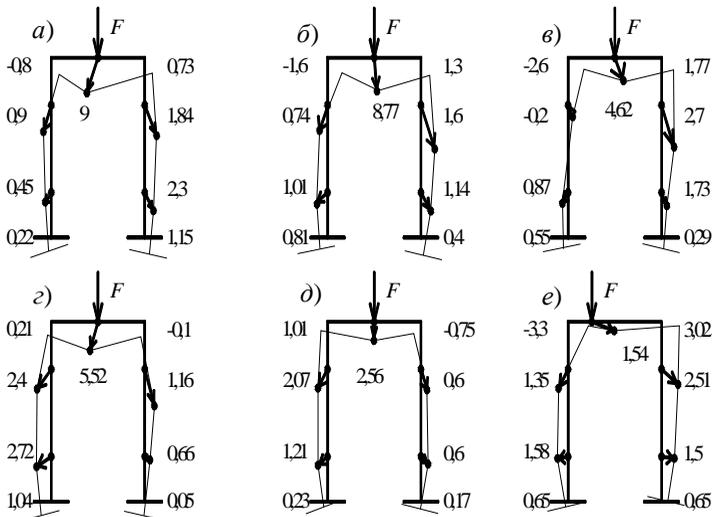


Рис. 6.27. Схемы перемещений рамы с шарнирными узлами по характерным точкам относительно исходного положения при $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, г); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ (а, в), $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ (б, г).
Основание жесткое при $e_0 = 0$ (д) и $e_0 = 0,5$ (е)

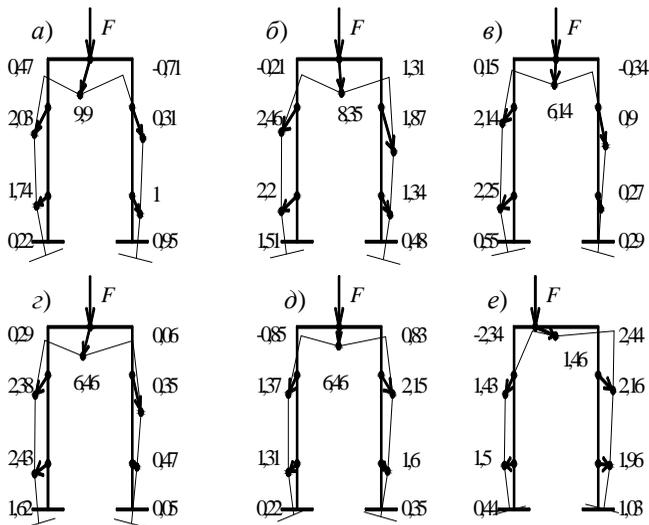


Рис. 6.28. Схемы перемещений рамы с податливыми узлами по характерным точкам относительно исходного положения при $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, г); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ (а, в), $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ (б, г).
Основание жесткое при $e_0 = 0$ (д) и $e_0 = 0,5$ (е)

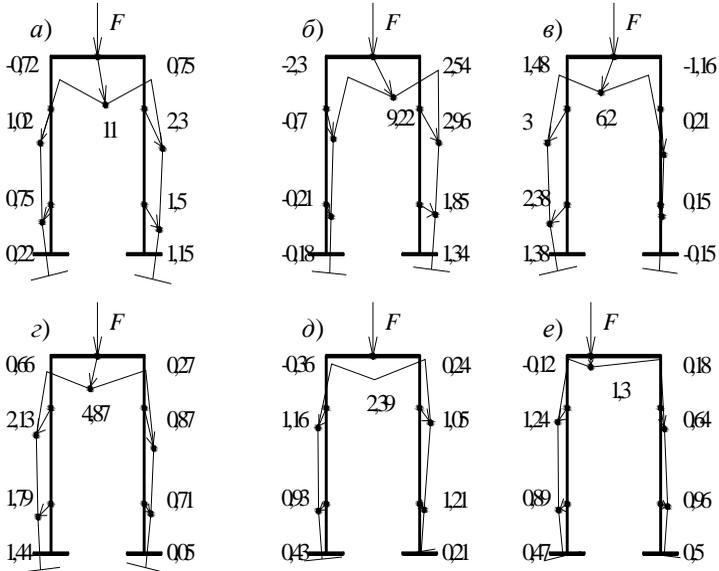


Рис. 6.29. Схемы перемещений рамы с жесткими узлами по характерным точкам относительно исходного положения при $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, г); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^3$ (а, в), $\rho = 1,61 \text{ г/см}^3$ (б, г).
Основание жесткое при $e_0 = 0$ (д) и $e_0 = 0,5$ (е)

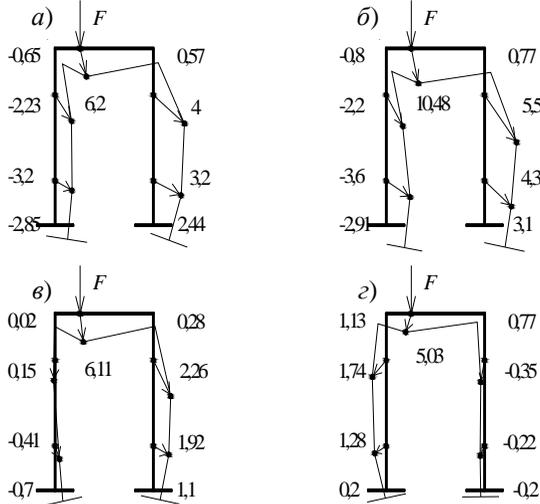


Рис. 6.30. Схемы перемещений рамы с жесткими узлами по характерным точкам относительно исходного положения при $e_0 = 0,5$; $\lambda = 0$ (а, б), $\lambda = 1$ (в, г); $\rho = 1,57 \text{ г/см}^2$ (а, в), $\rho = 1,61 \text{ г/см}^2$ (б, г)

Выводы

1. Проведено исследование жесткости узлов сопряжения элементов П-образной стальной рамы в зависимости от соотношения жесткостей ригеля и стойки, их размеров, плотности основания, заглубления фундаментов, эксцентриситета вертикальной силы. Установлено, что шарнирные и податливые узлы имеют подобные характеристики деформативности. Угол поворота ригеля относительно колонны при испытаниях на песчаном основании не более $2,5 \times 10^{-3}$ рад. На «жестком» основании углы поворота меньше на 20%.

2. Исследовано влияние податливости основания на НДС рамы путем сравнения результатов экспериментов с моделями рамы на жестком недеформируемом и послойно уплотненном песчаном основании. Деформации основания влияют на работу ригеля. Чем ближе расположено сечение к подошве фундамента, тем больше влияние деформаций основания. На уровне подошвы фундамента величина экспериментального момента меньше теоретического в среднем на 60%, а в верхней части колонны – на 40%.

3. Предложен метод определения перемещений фундаментов П-образной стальной рамы с учетом жесткости сопряжения с колоннами, эксцентриситетом вертикальной силы, заглублением фундамента и плотности основания.

4. Исследовано влияние перемещений рамы в плоскости при нагружении вертикальной нагрузкой на напряжения под подошвой фундамента. Отклонение оси колонны от вертикали приводит к возникновению реактивного момента от грунта и, при отдельных сочетаниях влияющих параметров, – к отрыву подошвы фундамента от основания.

5. Установлена зависимость параметров плоского перемещения фундаментов, положения мгновенных центров вращения от величины и эксцентриситета вертикальной силы, плотности основания, заглубления фундаментов и жесткости сопряжения элементов рамы.

6. Важной задачей дальнейших исследований является разработка модели системы «основание–сооружение» [5] и ее надежности [6].

Список литературы к 6 главе

1. **Беленя, Е. И.** Предельные состояния поперечных рам одноэтажных промышленных зданий : научное сообщение / Е. И. Беленя. – М. : Госстройиздат, 1958. – 123 с.

2. **Варечкин, С. А.** Исследование совместной работы П-образных стальных рам с песчаным основанием : дис. ... канд. техн. наук / С. А. Варечкин. – Воронеж, 2004. – 171 с.

3. **Клепиков, Л. В.** К исследованию совместной работы каркаса и основания : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Л. В. Клепиков ; Моск. инж.-строит. ин-т. – М., 1955. – 22 с.

4. **Кузнецов, И. Н.** Напряженно-деформированное состояние стальных П-образных рам при наличии дефектов основания : дис. ... канд. техн. наук / И. Н. Кузнецов. – Воронеж, 2009. – 200 с.

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

6. **Перельмутер, А. В.** Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций : монография / А. В. Перельмутер. – М. : АСВ, 2007. – 256 с.

7. **Пичугин, С. Ф.** Надежность стальных конструкций производственных зданий : монография / С. Ф. Пичугин. – М. : АСВ, 2011. – 456 с.

Глава 7

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ОГРАЖДАЮЩИХ СТЕНОК



7.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

Вокруг построенных зданий образуются осадочные воронки, оказывающие порой значительное влияние на соседние сооружения. Пристраиваемые легкие здания (магазины) часто получают серьезные повреждения из-за осадок тяжелых. Сотников С. Н. предложил ряд мероприятий по предотвращению появления трещин в рядом расположенных зданиях. Известные методики учета взаимного влияния фундаментов и зданий не совершенны, так как в их основу положены упрощенные модели грунтов. С целью получения дополнительных данных о взаимодействии рядом расположенных подземных конструкций проведены эксперименты на послойно уплотненном песчаном основании.

7.2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

Эксперименты выполняли в стальных пространственных лотках № 1 размерами 180×100×55 (*h*) см и № 2 – 200×170×130 (*h*) см. Мелкозернистый воздушно-сухой песок уплотняли ручными трамбовками до $\rho = 1,54...1,58 \text{ г/см}^3$; $c = 2 \text{ кПа}$; $\varphi = 28^\circ$. Качество укладки контролировали динамическим плотномером Д-51. Моделями фундаментов служили жесткие стальные диски $\varnothing 200$ и 320 мм. В первом лотке нагрузку создавали домкратом ДГ-68, увеличивали ступенями по 0,1 от предполагаемой разрушающей с выдержкой до условной стабилизации 0,1 мм за 15 мин наблюдения. Нагрузку от домкрата передавали на штамп через цилиндрический шарнир. Величину ее определяли динамометром ДОСМ-5. Перемещения штампов измеряли индикаторами ИЧ-10, установленными на независимой жесткой раме.

В лотке № 2 штамп нагружали рычагом с 10-кратным увеличением. Моделями фундаментов являлись жесткие стальные штампы $\varnothing 200$ мм, толщиной 4 мм. Нагрузку от рычага на штамп передавали через стальной шток, вертикальность которого выверяли отвесом.

7.3. ВЛИЯНИЕ НАГРУЖЕННОГО ШТАМПА НА ПЕРЕМЕЩЕНИЯ РАЗНУДАЛЕННЫХ МОДЕЛЕЙ ФУНДАМЕНТОВ И СВАЙ

Исследовано влияние стального штампа $\varnothing 200$ мм, нагруженного осевой вертикальной силой, на вертикальные перемещения четырех разноудаленных штампов таких же размеров, и горизонтальные перемещения модели сваи, забитой на глубину 210 мм размером $25 \times 28 \times 610$ мм (рис. 7.1, *а*). Штампы и свая расположены по одной линии. Измерения крена каждого штампа проводили в двух точках на этой же оси. Индикаторами № 1 и № 2 измеряли вертикальное и горизонтальное перемещения сваи. Нагрузку на основной штамп передавали ступенями по 0,3 кН с выдержкой 10 мин. Затем штамп разгружали ступенями по 0,6 кН. Давление под каждым ненагруженным штампом составляло 0,76 Па (рис. 7.1, *б*), а под концом сваи – 28,6 Па. Осадка сваи была незначительной, а горизонтальные перемещения в уровне поверхности не превышали 0,75 мм. При этом был зафиксирован крен и подъем ненагруженных штампов. Из рисунка 7.1, *в* можно увидеть, что максимальный крен получил штамп, расположенный в осадочной воронке, на расстоянии одного диаметра нагружаемого штампа. Штамп, расположенный на расстоянии трех диаметров штампа получил минимальный крен, а при максимальных нагрузках он претерпел крен в противоположную сторону вследствие выпора грунта из-под нагружаемого штампа. Нагружаемый штамп получил крен в сторону от рядом расположенных штампов, поскольку эти штампы уплотняют под собой грунт и препятствуют его выпору, повышая тем самым его несущую способность. Рисунок 7.1, *в* показывает, что осадка нагружаемого штампа влияет на горизонтальные перемещения модели сваи длиной 2,5 диаметра штампа.

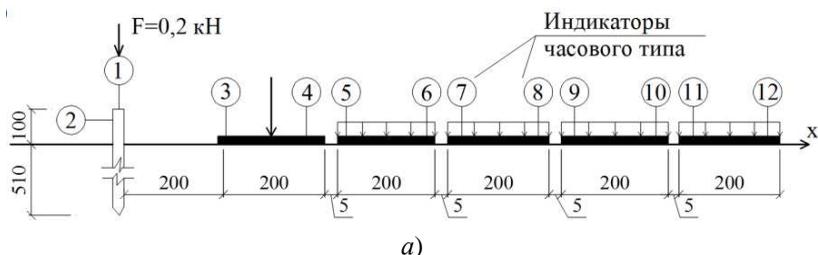
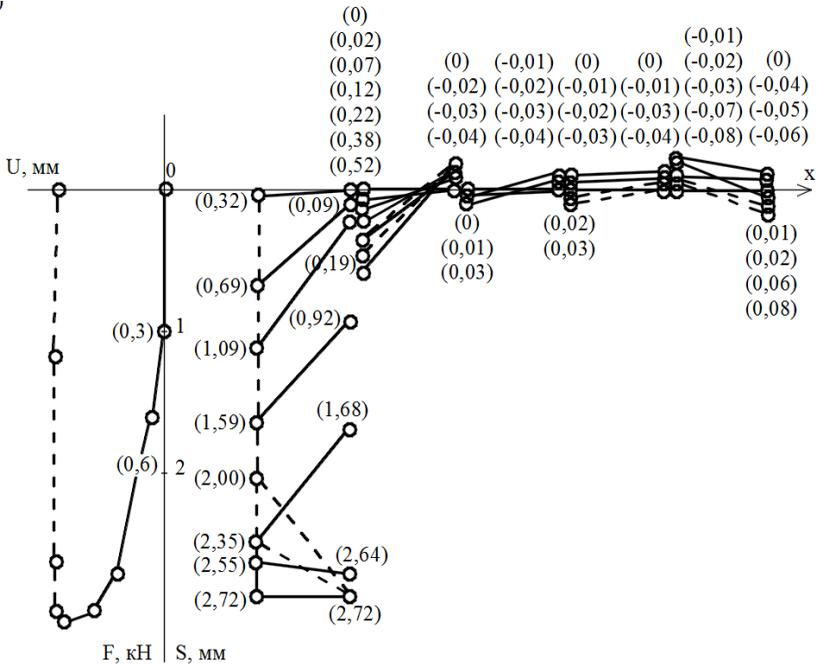
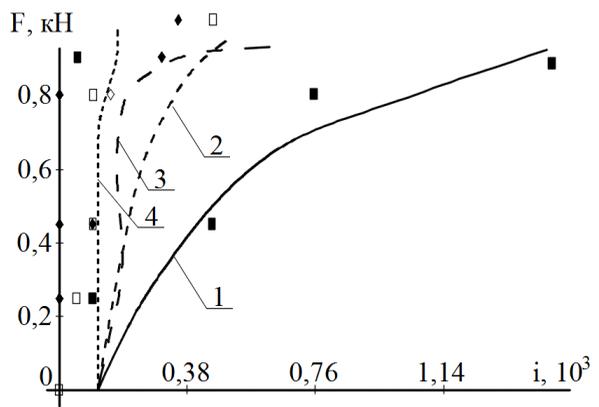


Рис. 7.1. Исследование влияния нагруженного штампа на ненагруженные:
а – моделирование взаимного влияния; *б* – крен сваи; *в* – зависимость крена
моделей от расстояния до нагружаемого штампа при L (мм):

1 – 5; 2 – 210; 3 – 415; 4 – 620



б)



в)

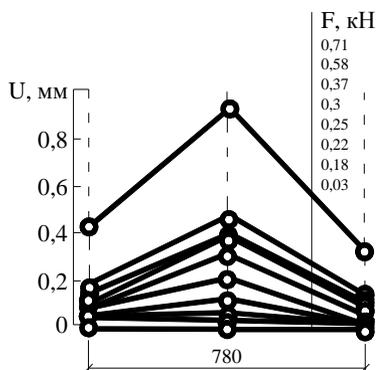
Рис. 7.1. Продолжение

7.4. ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ГИБКИХ СТЕНОК, ВЫЗВАННЫЕ ЗАГРУЖЕНИЕМ ШТАМПА

На практике встречаются случаи, когда нагрузка от фундамента вызывает значительные горизонтальные перемещения, а иногда и разрушение близко расположенных стенок. Для численной оценки этого эффекта проведена серия экспериментов в лотке № 2. В качестве грунта основания использовали пылеватый песок, послойно уплотненный до $\rho = 1,64 \text{ г/см}^3$. Нагрузку передавали на штамп рычагом с 10-кратным увеличением по 80 Н (рис. 7.2, а).

Модели гибких ограждающих стенок выполнены из трехслойной фанеры размерами 780×350 (4*d*), 640×350 (3*d*) и 735×350 (3,5*d*). Стенки были заглублены в песок и удалены от центра нагруженного штампа на 310 мм (1,5*d*), 220 мм (*d*) и 430 мм (2*d*). Горизонтальные перемещения каждой стенки измеряли в трех точках индикаторами ИЧ-10, закрепленными на независимых рамах, а осадку нагруженного штампа – двумя индикаторами. Установлено девять индикаторов.

По результатам эксперимента были построены эпюры перемещения гибких стенок (рис. 7.2, а). Выявлено, что при $l = 1,5d$ и $S_{st} \approx 5 \text{ мм}$ горизонтальные перемещения стенок $u < 1 \text{ мм}$, $l > 2d$, $u < 0,2 \text{ мм}$. При большем удалении от штампа стенка получала меньшие горизонтальные перемещения и наоборот. Зависимость выгиба стенок от их удаления до нагруженного штампа, отраженная на рис. 7.2, в, показы-



а)

Рис. 7.2. Исследование влияния нагруженного круглого штампа на перемещения ограждающих стенок:

a, a', a'' – эпюры горизонтальных перемещений; *b* – расположение штампа и стенок в плане; *в* – зависимость изгиба стенок от нагрузки на штамп при *L* (мм):
1 – 220; 2 – 310; 3 – 430

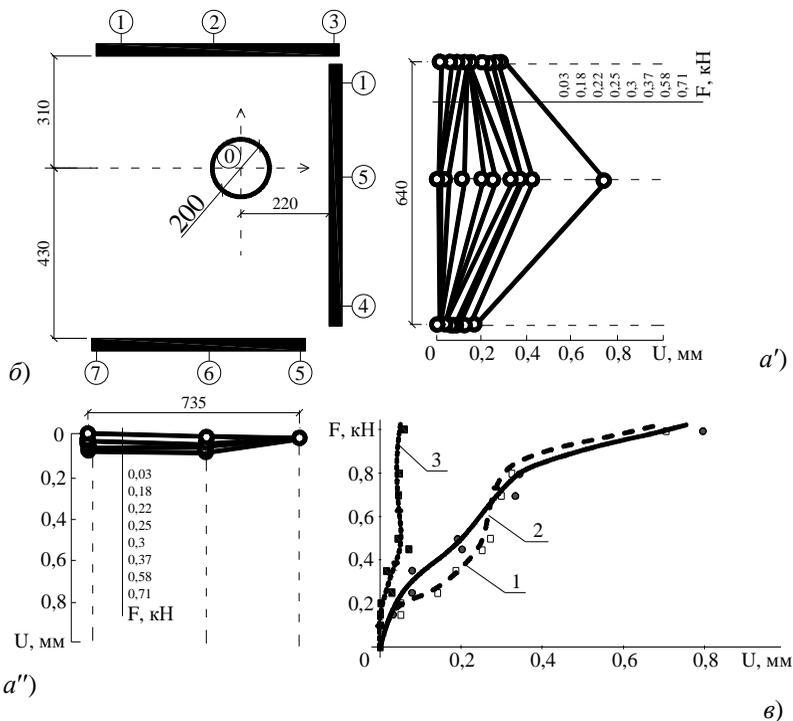


Рис. 7.2. Продолжение

вает, что гибкие стенки, удаленные от нагружаемого штампа на расстоянии одного и полутора его диаметра, получили наибольший и примерно одинаковый изгиб. Стенка, удаленная на расстояние три диаметра, почти не выгибалась. Опираясь на результаты этого эксперимента, можно сделать вывод, что гибкие шпунтовые стенки малой глубины не всегда эффективны при действии значительных горизонтальных напряжений.

7.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ РАСПОРА ГРУНТА ОТ ДАВЛЕНИЯ ШТАМПА

Известно, что при передаче нагрузки на фундамент или штамп в грунте возникает сложное напряженно-деформированное состояние и дополнительные вертикальные, горизонтальные усилия. Они могут негативно повлиять на рядом расположенные фундаменты или фундаментные стены, особенно в условиях реконструкции, когда усиливае-

мое здание имеет определенную степень физического износа. Целью данного эксперимента являлось выявление зависимости силы горизонтального давления на грунт от вертикальной нагрузки. Моделью фундамента служил лабораторный штамп $\varnothing 360$ мм, а основания – песок, плотностью $\rho = 1,58$ г/см³ (рис. 7.3).

С трех сторон от штампа на разных расстояниях от него устанавливали динамометры 3. Нагрузку на штамп передавали гидравлическим домкратом ступенями по 0,2 кН с выдержкой 10 мин до 1,2 кН. Давление на пластины измеряли динамометрами ДОСМ-3-0,2, а на штамп – динамометром ДОС-5. По результатам эксперимента построены графики (рис. 7.3), из которых видно, что наибольшее напряжение испытывала пластина № 1, которая удалена от края штампа на 10 мм. Эта пластина заглублена на 170 мм и имеет площадь (40×17) 680 см². Пластина № 2 размером 2,0×11,5 и площадью 230 см² в начале эксперимента воспринимала большие нагрузки, чем пластина № 3, находящаяся на расстоянии 200 мм от штампа, но при передаче большей нагрузки усилие, передаваемое на вторую пластину, почти стабилизировалось (увеличилось незначительно), а нагрузка на пластину № 3 росла. При вдавливании штампа в основание возникает боковое

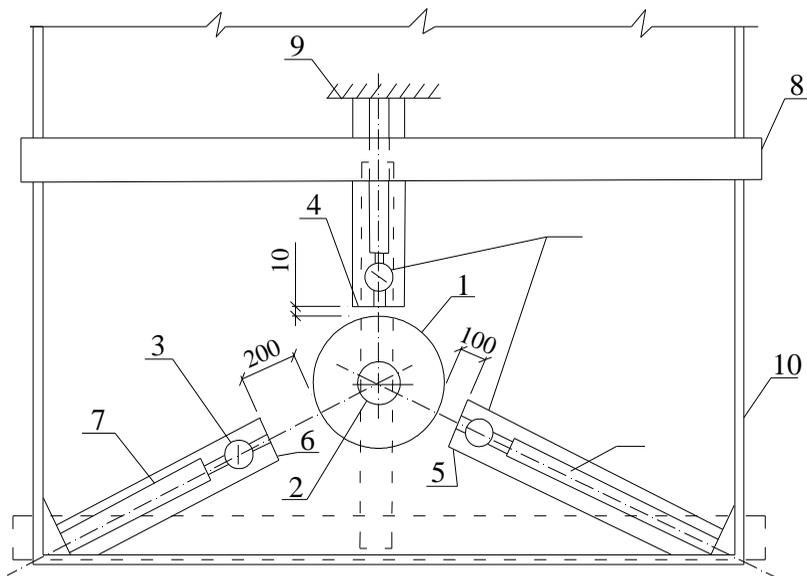


Рис. 7.3. Схема экспериментальной установки:

1 – жесткий штамп; 2 – гидродомкрат; 3 – динамометр ДОСМ-3-0,2;
4 – 6 – стальные пластины; 7 – упорные трубы

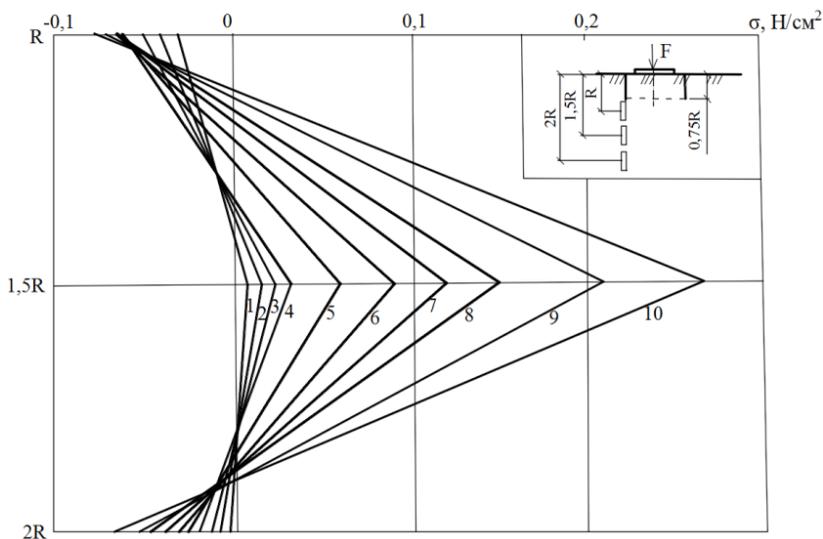


Рис. 7.4. Зависимость бокового давления грунта на вертикальные штампы от нагрузки F_{st} (кН):
 1 – 2; 2 – 4; 3 – 6; 4 – 8; 5 – 10; 6 – 12; 7 – 14; 8 – 16; 9 – 18; 10 – 20

давление, зависящее от расстояния до штампа, уровня загрузки и плотности основания. Максимальное боковое давление смещается на глубину $1,5R$ (рис. 7.4), в то время как при отсутствии стенки оно проявляется на глубине $0,7R$. Таким образом, ограждающая стенка переносит нагрузку от штампа на более глубокие и плотные слои, что увеличивает его несущую способность в несколько раз.

7.6. ВЛИЯНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ СТЕНОК НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Для получения количественных данных поставлен эксперимент в лотке размером $200 \times 170 \times 130$ (h) см с использованием нагружаемого штампа $d_{st} = 36$ см и ограждающего кольца $d_{\omega} = 45$ см ($\bar{d}_{\omega} = 1,25$), $h_{\omega} = 15$ см. Плотность песка внутри кольца и за его пределами оставалась постоянной и равной $1,58$ г/см³. В центре кольца на поверхности основания ($\lambda_{st} = 0$) устанавливали нагружаемый, а на расстоянии 5, 10 и 15 см от кольца – ненагружаемые стальные штампы диаметром 15 см (рис. 7.5).

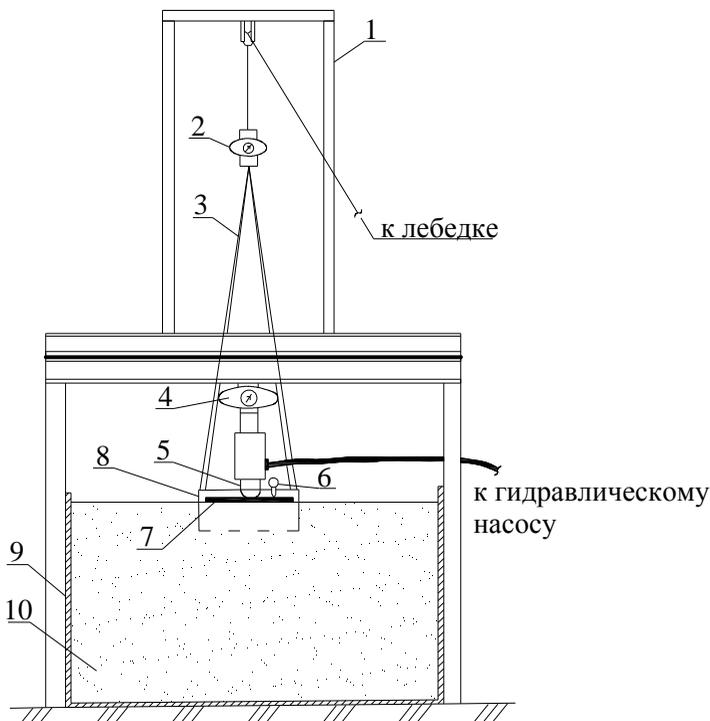
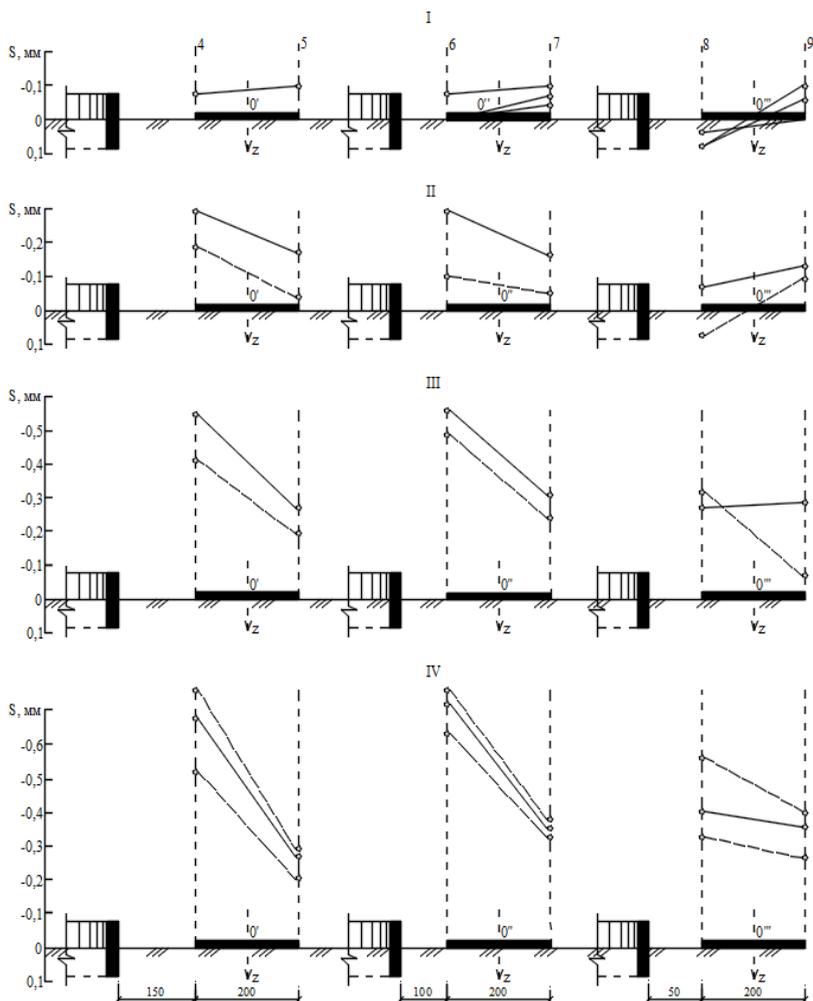


Рис. 7.5. Схема установки:

- 1 – стальная рама для крепления лебедки;
- 2 – крепёжное устройство с динамометром;
- 3 – стropy; 4 – динамометр; 5 – шарнир;
- 6 – гидродомкрат; 7 – жесткий штамп \varnothing 430 мм;
- 8 – стальное кольцо; 9 – лоток;
- 10 – песчаное основание

Нагрузку на штамп увеличивали ступенями до 6 кН, затем полностью разгружали. После выдержки в течение 30 мин глубину заделки кольца уменьшали до 10 см и снова нагружали ступенями до 6 кН с последующей разгрузкой. Далее уменьшили глубину заделки кольца до 5 см, нагружали штамп до 6 кН и после выдержки разгружали. Затем ограждающее кольцо удаляли, и штамп нагружали до 6 кН. При этих операциях измеряли осадки и крены ненагруженных штампов. При $h_0 \geq 15$ см перемещения ненагружаемых штампов незначительны, соответственно рис. 7.6, б, при $h_0 < 10$ см перемещения возрастали по мере уменьшения h_0 .



a)

Рис. 7.6. Вертикальные перемещения концов ненагруженных штампов по показаниям индикаторов 4 – 9 при заглублении ограждающего кольца (а); зависимость осадки S моделей фундаментов от расстояния до кольца L при изменении глубины его заложения H_z , мм (б):

I – 15 см; II – 10 см; III – 5 см; IV – без кольца;
 1 – 0; 2 – 50; 3 – 100; 4 – 150

7.1. Сопротивление сдвигу грунта относительно ограждающей стенки при ее подъеме

Операция	h_{03} , мм	σ , МПа	s , мм	τ_{exp} , МПа	$\tau_{\text{теор}}$, МПа
Нагрузка	150	0,069	1,25	–	–
Подъем кольца	150 → 100	0,048	1,62	0,00169	0,00267
Догрузка	100	0,069	2,03	–	–
Подъем кольца	100 → 50	0,055	2,4	0,00165	0,00259
Догрузка	50	0,069	3,8	–	–
Подъем кольца	50 → 0	0,055	4,4	0,00157	0,00254

штампы снизились до 3,5 кН ($\sigma_2 = 0,045$ МПа) и 4 кН ($\sigma_2 = 0,055$ МПа). Осадки возросли соответственно на 0,37 и 0,61 мм. Нагрузку увеличили до первоначального значения 5 и 6 кН. Осадка штампов возросла на 0,41 и 0,35 мм соответственно.

После выдержки этих нагрузок, ограждающую стенку поднимали еще на 5 см ($h_{03} = 5$ см, $\lambda_{03} = 0,218$). Осадки возросли на 1,4 и 1,6 мм. Нагрузка снизилась до 4 кН ($\sigma_3 = 0,055$ МПа) и 4,3 кН ($\sigma_3 = 0,059$ МПа). Ее увеличили до первоначального значения 5 и 6 кН. Осадки возросли на 1,4 и 1,46 мм. При полном поднятии кольца ($h_{04} = 0$) нагрузка на штамп снизилась до 4 кН ($\sigma_4 = 0,05$ МПа) и 5 кН ($\sigma_4 = 0,069$ МПа). Осадки возросли на 0,60 и 0,61 мм.

Исследования перемещений стенки показали, что при постепенном увеличении выдергивающей нагрузки до достижения пикового значения F_f ($s_f = 2$ мм) перемещения протекали с постепенно возрастающей скоростью. Дальнейшее увеличение перемещений сопровождалось падением нагрузки до остаточного значения $F_r = 0,6F_f$. Результаты одного из опытов приведены в табл. 7.1.

Во втором опыте средние напряжения при подъеме кольца соответственно равнялись 4,6; 3,3 и 2,8 кПа. Получена зависимость $F_{u_{st}} = f(l_{st})$. По результатам опыта построен график (рис. 7.7) и график зависимости сил выдергивания кольца при нагрузках на штамп 5 и 6 кН от величины заглубления стенки (рис. 7.7, б).

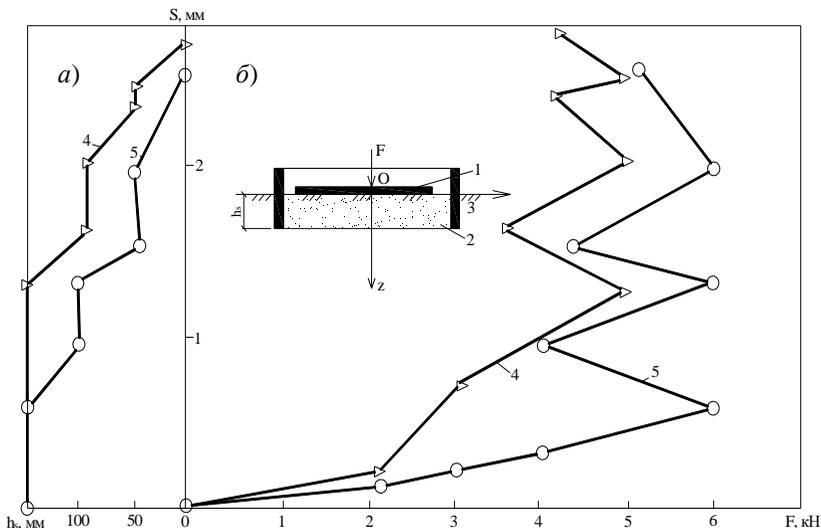


Рис. 7.7. Зависимость между осадкой штампа и заглублением кольца (а), нагрузкой на штамп F_{st} и его осадкой (б):

1 – штамп $d_{st} = 20$ см; 2 – песчаное основание; 3 – ограждающее кольцо;
4 – опыт при $F_{max} = 5$ кН; 5 – опыт при $F_{max} = 6$ кН

По результатам экспериментов с кольцом без штампа, осредненные величины сопротивлений сдвигу кольца диаметром 43 см приведены в табл. 7.2.

Во второй серии экспериментов определяли зависимость $F_u(h_\omega)$ при $\bar{d}_\omega = 1,5$; $\lambda = 0; 0,25; 0,33$ и $0,66$ путем сравнения результатов отдельных опытов. Эмпирическая формула получена в виде

$$F_u(h_\omega) = 3,12 \cdot 1,008^{h_\omega}.$$

7.2. Зависимость сопротивления сдвигу при нагружении и подъеме кольца, заглубленного на 5, 10, 15 см

Параметр	При вдавливании кольца, см		
	5	10	15
При вдавливании кольца, $\tau_{сoom}$, кПа	3	3	5
При выдергивании кольца τ_{pl} , кПа	0,2	0,6	0,7

В третьей серии опытов исследовали функцию $F_u(\bar{d}_\omega)$ при $\lambda = 1$ и $\bar{d}_\omega = 1; 1,5; 1,7$ и $2,5$. В опыте с $\bar{d}_\omega = 1$ подъем стенки и несущая способность основания штампа несколько снижалась. При $\bar{d}_\omega = 1,5$ отмечено максимальное значение F_u (рис. 7.8, *a* и *б*), а штамп и стенка работали как единое целое. Влияние стенки $\bar{d}_\omega \geq 1,5$ представлены выражением

$$F_u(\bar{d}_\omega) = 27,93(\bar{d}_\omega)^{-2,15}.$$

Влияние λ_ω и \bar{d}_ω на несущую способность штампа может быть учтено формулой

$$F_{u,\lambda_\omega,d_\omega} = F_u \Phi_{\lambda_\omega} \Phi_{\bar{d}_\omega},$$

где F_u – несущая способность жесткого незаглубленного штампа при отсутствии ограждающей стенки; Φ_{λ_ω} и $\Phi_{\bar{d}_\omega}$ – функции влияния заглубления и диаметра кольца.

Влияние высоты ограждающей цилиндрической оболочки на несущую способность основания. Для проведения экспериментов был изготовлен кольцевой штамп с отношением $d/D = 0,4$ (d – внутренний диаметр; D – внешний диаметр штампа) и с размерами $d = 115$ мм, $D = 288$. Штамп армировался сварными сетками из арматуры класса В500 диаметром 4 мм. Арматура располагалась равномерно в радиальном и окружном направлениях. Цилиндрической оболочкой служило стальное кольцо толщиной 0,8 мм и радиусом $R_{06} = 187$ мм. Отношение диаметра цилиндрической оболочки к внешнему диаметру штампа

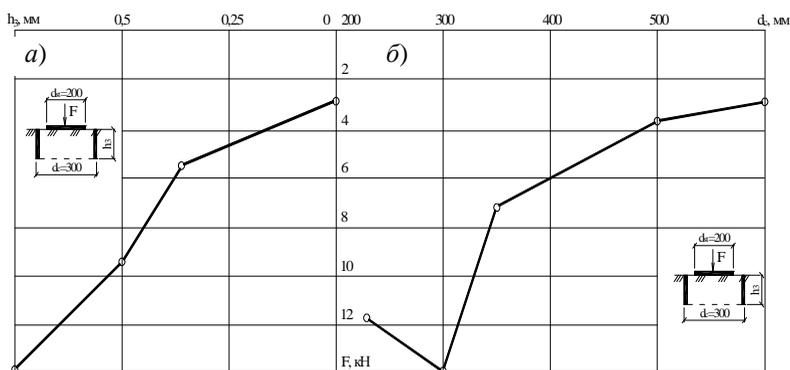


Рис. 7.8. Зависимость несущей способности штампа от величины заглубления ограждающей стенки h_ω (*a*) и от относительного диаметра ограждающей стенки d (*б*)

было принято $d_{об}/D = 1,3$; высота оболочки принималась $h_{об} = 0; 1/3; 2/3; 1$ от радиуса цилиндрической оболочки. Схема нагружения и установки ограждающей оболочки показаны на рис. 7.9.

Испытания проводили в лотке с размерами $2 \times 2,5 \times 1,5$ м. Нагрузку прикладывали с помощью гидравлического домкрата, контроль усилия осуществлялся с помощью образцового динамометра на сжатие (ДОС-5).

Основанием служил пылеватый песок, увлажненный до влажности $W = 10\%$. Оболочка устанавливалась внутри песка с послойным уплотнением внутри и снаружи оболочки до плотности $1,7 \text{ г/см}^3$. Фундамент устанавливался на поверхность песчаного основания.

Осадка штампа определялась по показаниям двух индикаторов часового типа (ИЧ-10) с ценой деления $0,01$ мм. Центральная вертикальная нагрузка на штамп передавалась через сплошной жесткий диск ступенями по $0,2$ от максимальной нагрузки с выдержкой по 10 мин на каждой ступени.

На рисунке 7.10 представлены графики зависимости осадки штампа с различной высотой цилиндрической ограждающей оболочки от центральной нагрузки, приложенной через сплошной жесткий диск.

Из графиков видно, что применение цилиндрической ограждающей оболочки высотой более $2R/3$ приводит к существенному повышению несущей способности песчаного основания, а при высоте менее $R/3$, влияние оболочки практически отсутствует.

На рисунке 7.11 показаны графики зависимости относительной осадки S_u/F_u и несущей способности основания F_u при центральном нагружении от высоты цилиндрической ограждающей оболочки.

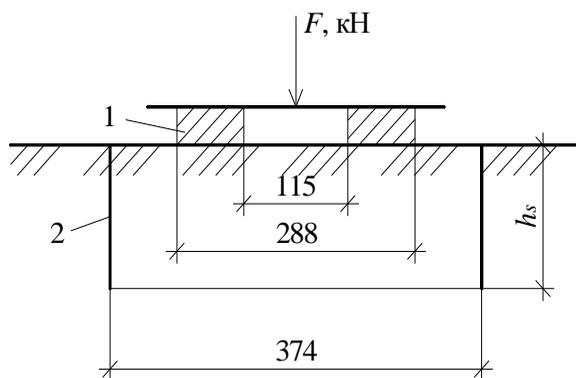


Рис. 7.9. Схема нагружения и установка ограждающей оболочки:

1 – штамп; 2 – ограждающая оболочка

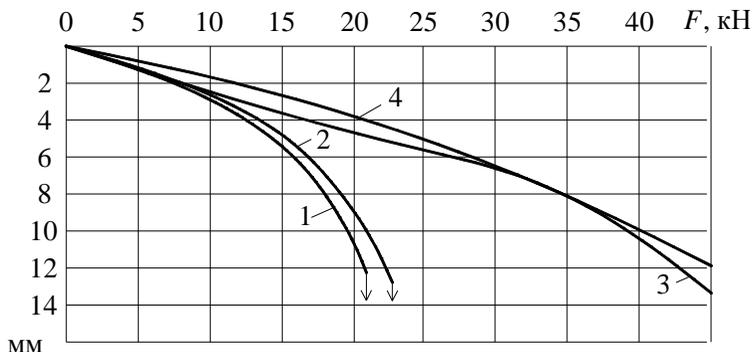


Рис. 7.10. Зависимость осадки штампа при действии центрально-приложенной нагрузки и разной высотой цилиндрической оболочки:
 1 – без цилиндрической оболочки; 2 – 4 – с высотой ограждающей оболочки соответственно 1/3; 2/3; 1 от радиуса оболочки

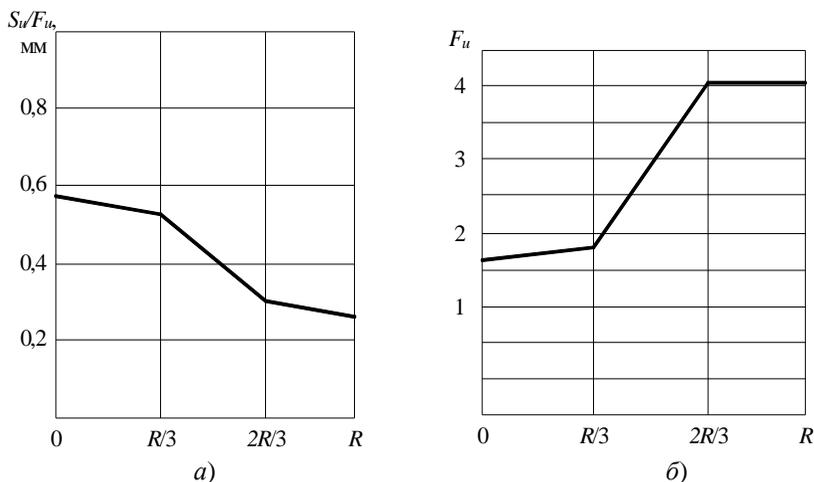


Рис. 7.11. Зависимость относительной осадки (а) и несущей способности основания (б) при центральном нагружении от высоты заглубления цилиндрической ограждающей оболочки

Из графиков, представленных на рис. 7.11, можно выделить три характерные области:

1) при высоте оболочки менее $R/3$, где влияние ограждающей оболочки на осадку и несущую способность песчаного основания практически отсутствует;

2) при высоте более $2R/3$, где относительная осадка значительно меньше базовой, а несущая способность основания максимальна (2,2 раза выше, чем штампа без ограждающей оболочки);

3) переходная, при высоте оболочки $1/3$ и $2/3$ от радиуса.

Для штампов с цилиндрической ограждающей оболочкой высотой $2R/3$ и K не была достигнута потеря несущей способности основания из-за ограничения силовой возможности установки. В диапазоне прикладываемых нагрузок идет совместная работа штампа и цилиндрической ограждающей оболочки. Потеря несущей способности основания происходит с образованием снаружи ограждающей оболочки радиальных трещин в грунте.

Исследование влияния заглубленной стены на напряженно-деформированное состояние основания стального штампа. Эксперименты проводили в лотке № 1. Неподвижная стена была выложена из железобетонных балок размером $75 \times 120 \times 1000$ мм (рис. 7.12, а). Жесткость и неподвижность ее обеспечивали тремя распорными стенами из силикатного кирпича. Они, в свою очередь, упирались в стену здания. В качестве штампа применяли диск $\varnothing 40$ см. Грунт возле стенки со стороны штампа и под штампом был отрыт и уложен с послойным уплотнением ручной трамбовкой. Нагрузку на штамп передавали гидравлическим домкратом ступенями по 1 кН до $F = 20$ кН, затем ее снимали ступенями по 4 кН. После каждого нагружения или разгрузки систему выдерживали в течение 10 мин до условной стабилизации осадок, далее снимали показания. Осадку четырех точек штампа фиксировали индикаторами часового типа ИЧ-10, закрепленными на независимой реперной системе. Во избежание начального крена штампа его устанавливали строго под центром двутавровой балки и выверяли уровнем. Предусматривалось выявить влияние подпорной стенки на осадку штампа. Эксперимент был проведен 2 раза. В первом случае расстояние от стены до штампа составляло 108 мм, а во втором – 300 мм. Установлено, что влияние стены на осадку и крен штампа возрастает с уменьшением расстояния между ними. Осадка штампа, более удаленного от стены, равномернее, чем при близком расположении и величина крена меньше. В обоих случаях крен направлен в сторону «от стены». Это свидетельствует о том, что в полуплоскости индикаторов № 2,3,4 повышается несущая способность грунта. Здесь стена играет роль «обоймы», и перераспределение напряжений происходит меньше, чем в полуплоскости индикаторов № 2,1,4. Из зависимости крена штампа от нагрузки можно увидеть, что с приближением штампа к жесткой стенке его несущая способность немного увеличилась.

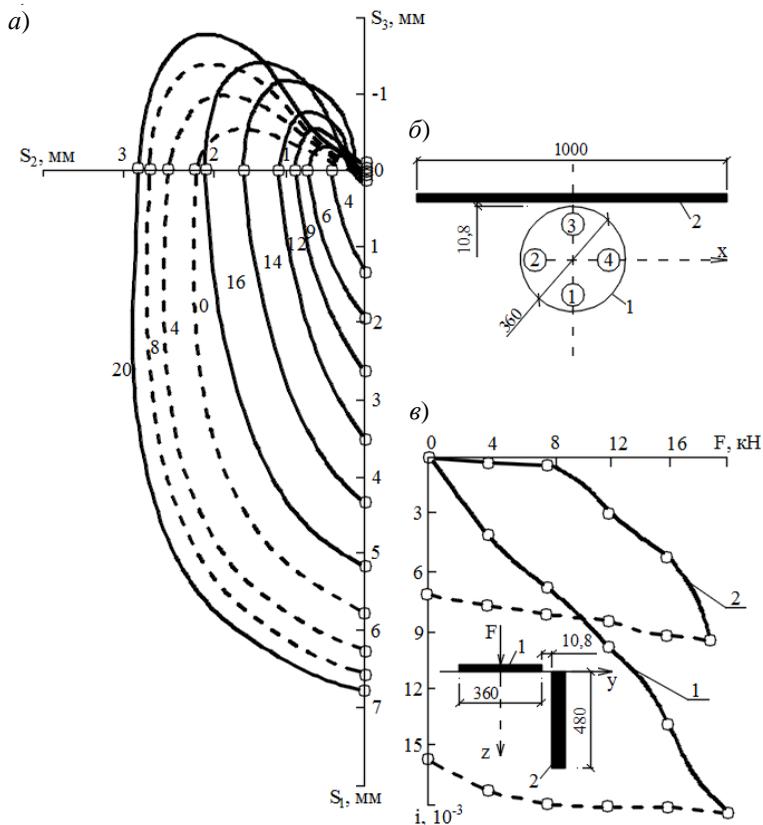


Рис. 7.12. Исследование влияния заглубленной стены на напряженно-деформированное состояние основания стального штампа:
a – эпюры осадок по показаниям индикаторов № 1; 2; 3;
б – схема расположения стены 2 и штампа 1;
в – зависимость крена i от нагрузки F на штамп при L (мм): 1 – 108; 2 – 300

Выводы

1. При нагружении модели фундамента мелкого заложения на песчаном основании возникают осадки и крены ненагруженных моделей на расстоянии до $3d_{st}$, горизонтальные перемещения, осадки и крены моделей забивных свай (рис. 7.1). Максимальное значение крена зафиксировано у моделей фундаментов, нагруженных на расстоянии d_{st} . Боковое давление на сваи может существенно повлиять на их несущую способность.

2. Заглубленные в грунт фундаментные стены конечной жесткости получают дополнительный изгиб, крен и горизонтальное перемещение от рядом расположенного в пределах $< 2d_{st}$ нагруженного фундамента мелкого заложения (рис. 7.2). Вследствие этого требуется проверка прочности и устойчивости заглубленных шпунтовых стенок, находящихся в зоне влияния фундаментов.

3. Жесткая заглубленная стена изменяет напряженно-деформированное состояние в основании нагруженного отдельного фундамента – ограничивает боковые деформации грунта (рис. 7.3). Центральное нагруженный фундамент, расположенный вблизи стены, получает крен и горизонтальные перемещения в противоположном направлении, что необходимо учитывать при проектировании.

4. Максимальное боковое давление смещается на глубину $1,5R$ (рис. 7.5), в то время как при отсутствии стенки оно проявляется на глубине $0,7R$. Таким образом, ограждающая стенка переносит нагрузку от штампа на более глубокие и плотные слои, что увеличивает его несущую способность в несколько раз.

5. С увеличением глубины заложения кольцевой стенки вокруг нагружаемого фундамента снижается осадка и крен расположенных рядом штампов (рис. 7.7).

6. Кольцевая обойма сдерживает внутреннее радиальное давление грунта, перераспределяя его в более глубокие слои грунта, что создает эффект увеличения глубины заложения и площади опирания штампа. С увеличением диаметра кольцевой обоймы до $1,5d_{st}$ эффект усиления увеличивается (рис. 7.9). При дальнейшем увеличении диаметра эффект уменьшается. При диаметре обоймы $1,5d_{st}$ и ее высоте $0,75d_{st}$ зафиксирован пятикратный эффект укрепления основания.

7. Устройство в основании фундаментов мелкого заложения ограждающих стенок из бетона, железобетона, листовой стали, арматурных сеток, синтетических тканей ограничивает боковые деформации грунта. Вследствие этого многократно повышается несущая способность основания фундамента и уменьшаются его перемещения.

8. Применение ограждающих стенок является, в ряде случаев (при реконструкции и надстройке, строительстве на слабых грунтах или в стесненных условиях и др.), эффективным конструктивным решением. Ограждающие стенки значительно снижают взаимное влияние рядом расположенных фундаментов, гасят колебания, распространяющиеся в грунте.

Список литературы к 7 главе

1. **Леденёв, В. В.** Влияние высоты ограждающей цилиндрической оболочки на несущую способность основания / В. В. Леденёв, В. М. Струлев, А. Б. Черкашин // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – 2008. – № 3/19(549). – С. 8 – 11.
2. **Леденёв, В. В.** Экспериментальные исследования фундаментов с заглубленной в грунт цилиндрической ограждающей оболочкой разной высоты / В. В. Леденёв, В. М. Струлев, А. А. Зайцев // Эффективные строительные конструкции: теория и практика : сб. ст. IV Международный. науч.-техн. конф. – Пенза, 2007. – С. 104 – 107.
3. **Леденёв, В. В.** Экспериментальные исследования фундаментов с цилиндрической ограждающей оболочкой в грунте / В. В. Леденёв, В. М. Струлев, А. А. Зайцев // Эффективные конструкции, материалы и технологии в строительстве и архитектуре : сб. ст. Международный. науч.-практ. конф. – Липецк : ЛГТУ, 2007. – С. 221 – 226.
4. **Леденёв, В. В.** Влияние ограждающих стенок на несущую способность и перемещения штампа / В. В. Леденёв // Вестник ТГТУ. – 2002. – Т. 8. – № 2. – С. 342 – 350.
5. **Мурзенко, Ю. Н.** Экспериментально-теоретические исследования силового взаимодействия фундаментов и песчаного основания : автореф. дис. ... д-ра техн. наук. / Ю. Н. Мурзенко. – Новочеркасск, 1972. – 44 с.
6. **Савинов, Я. В.** Основные причины повреждения несущих стеновых конструкций и рекомендации по их предупреждению : дис. ... канд. техн. наук / Я. В. Савинов. – Тамбов, 2003. – 200 с.
7. **Сорочан, Е. А.** Фундаменты промышленных зданий : учебное пособие / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.
8. **СП50-101–2004.** Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М., 2005. – 128 с.

Глава 8

ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ БЛИЗЛЕЖАЩИХ ФУНДАМЕНТОВ

Проблему исследовали [1, 2, 4 – 13]. Примеры повреждений зданий описаны в [3, 7 – 9, 13].

8.1. РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ ФУНДАМЕНТАМИ

В таблицах 8.1 – 8.11 проведено сравнение полученных результатов при разных параметрах и исходя из этого были получены функциональные зависимости. Графики Аль-Бухейти Али Яхья Нассера представлены на рис. 8.1 – 8.7; графики Чхорн Боти – на рис. 8.8 – 8.14.

8.1. Сравнение результатов опытов при $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$ и $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $\delta = 0^\circ$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер						
100	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25
200	16,33	-19,8	20,41	3,10	3,27	-3,87
300	15,70	-19,0	19,62	1,80	1,8	-2,25
400	15,22	-18,8	19,02	0,90	0,8	-1,12
Опыты Чхорн Боти						
150	25,80	-30,64	31,20	6,80	6,85	-8,24
200	25,65	-30,20	29,56	5,30	5,43	-6,78
300	24,86	-29,96	28,95	3,54	3,20	-4,87
400	24,70	-25,43	28,87	2,60	1,87	-3,68

Функциональные зависимости перемещения ненагруженного фундамента от влияния нагруженного:

$$\begin{cases} s = 530 - 1,1L; \\ u = 546,6 - 1,34L; \\ i = 1,37L - 662,3. \end{cases}$$

8.2. Сравнение результатов опытов при $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 80$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$ и $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $\delta = 0^\circ$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер						
100	16,90	-20,4	21,12	3,15	3,53	-3,93
200	16,63	-20,2	20,78	2,40	2,8	-3,00
300	15,70	-19,1	19,62	1,50	1,67	-1,87
400	14,32	-17,5	17,90	0,70	0,67	-0,875
Опыты Чхорн Боти						
150	21,85	-29,62	29,32	4,42	5,1	-5,85
200	21,80	-29,48	28,73	3,47	4,18	-4,68
300	21,35	-28,86	28,32	2,24	3,10	-2,50
400	21,24	-24,38	26,85	1,35	1,65	-1,55

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$\begin{cases} s = 530 - 1,1L; \\ u = 546,6 - 1,34L; \\ i = 1,37L - 662,3. \end{cases}$$

8.3. Сравнение результатов опытов

при $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 60$ мм;

$h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³;

$e_0 = 0$ и $h = 50$ мм;

$\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $\delta = 0^\circ$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер						
100	16,92	-20,9	21,15	2,90	3,42	-3,62
200	16,65	-20,6	20,81	2,00	2,3	-2,50
300	15,30	-18,9	19,12	1,00	1,2	-1,25
400	14,02	-17,3	17,52	0,50	0,62	-0,625
Опыты Чхорн Боти						
150	25,86	-30,32	28,37	4,25	4,85	-4,90
200	25,76	-29,34	28,24	3,10	3,37	-3,50
300	21,46	-25,96	27,96	2,26	2,05	-1,90
400	19,75	-24,78	27,73	1,35	1,45	-1,40

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$\begin{cases} s = 368,22 - 0,817L; \\ u = 0,116L; \\ i = -0,0914 - 1,56L. \end{cases}$$

8.4. Сравнение результатов опытов
при $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм;
 $h = 150$ мм; $\rho = 1,55$ г/см³;
 $e_0 = 0$ и $h = 50$ мм;
 $\rho = 1,65$ г/см³; $e_0 = 0$; $\delta = 0^\circ$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер						
100	13,6	-16,2	17,00	3,90	4,47	-4,87
200	13,2	-15,7	16,50	2,80	3,10	-3,50
300	12,8	-15,2	16,08	1,40	1,55	-1,75
400	12,2	-15,0	15,27	0,60	0,5	-0,75
Опыты Чхорн Боти						
150	19,35	-24,36	24,68	5,40	5,96	-6,40
200	18,96	-24,65	24,53	3,90	4,15	-4,71
300	18,57	-24,56	24,35	2,22	2,33	-2,24
400	18,54	-22,86	23,82	1,40	1,35	-1,45

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$\begin{cases} s = 500 - 1,10L; \\ u = 597,46 - 1,48L; \\ i = 1,86L - 699,5. \end{cases}$$

8.5. Сравнение результатов опытов

при $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм;

$h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³;

$e_0 = 0$ и $h = 100$ мм;

$\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $\delta = 0^\circ$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$

Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер

100	13,08	-8,27	16,35	3,20	2,5	-4,00
200	13,0	-8,13	16,06	2,10	1,86	-2,72
300	12,70	-7,93	15,87	1,30	0,81	-1,62
400	11,22	-7,01	14,02	0,50	0,31	-0,62

Опыты Чхорн Боти

150	20,35	-13,63	25,45	5,04	4,16	-5,37
200	18,96	-12,71	24,83	3,55	3,47	-4,16
300	17,87	-12,21	23,53	2,13	2,56	-2,52
400	16,82	-10,73	22,78	1,55	1,43	-1,66

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$\begin{cases} s = 411,34 - 0,924L; \\ u = 29 + 0,028L; \\ i = -1,95 - 0,338L. \end{cases}$$

8.6. Сравнение результатов опытов
при $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм;
 $h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³;
 $e_0 = 0,25$; $\delta = 0^\circ$ и $h = 100$ мм;
 $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0,25$; $\delta = 5^\circ$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$

Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер

100	14,8	14,08	-9,1	17,6	4,02	2,66
200	14,02	-8,96	17,52	3,10	2,03	-3,87
300	13,95	-8,78	17,56	2,03	1,26	-2,53
400	13,52	-8,7	17,4	1,50	0,93	-1,87

Опыты Чхорн Боти

150	20,57	-13,46	24,58	5,87	4,27	-7,43
200	20,46	-12,67	24,45	4,76	3,33	-5,76
300	20,34	-12,56	24,36	3,50	2,50	-1,15
400	20,20	-11,42	24,25	2,55	1,95	-2,90

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

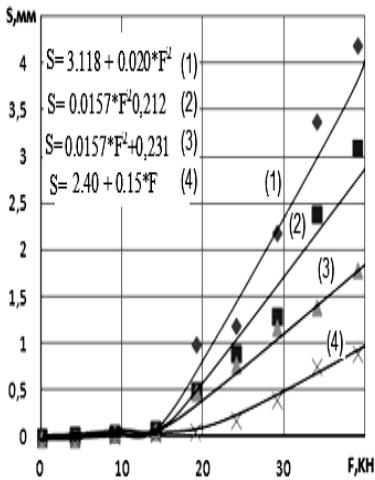
$$\begin{cases} s = 250,20 - 0,194L; \\ u = 2468,28 - L; \\ i = 17,17 - 0,730L. \end{cases}$$

8.7. Сравнение результатов опытов
при $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм;
 $h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³;
 $e_0 = 0,5$; $\delta = 0^\circ$ и $h = 100$ мм;
 $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0,5$; $\delta = 10^\circ$

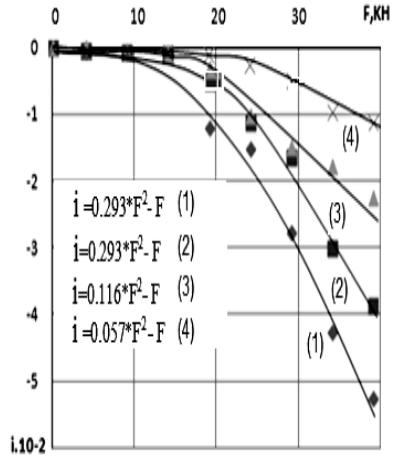
L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер						
100	23,08	-14,82	28,85	6,20	4,07	-7,75
200	22,70	-14,38	28,37	4,05	3,2	-5,06
300	22,00	-13,75	27,5	2,10	1,3	-2,62
400	21,40	-13,37	26,75	1,90	1,18	-2,37
Опыты Чхорн Боти						
150	33,32	-21,85	38,25	8,42	6,04	-9,85
200	33,27	-21,32	38,10	6,5	4,65	-7,92
300	33,14	-21,16	37,98	3,97	3,07	-5,34
400	32,98	-20,10	37,89	7,55	1,87	-3,78

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

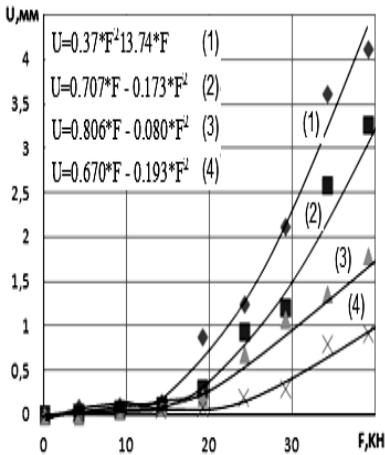
$$\begin{cases} s = 591,658 - L; \\ u = 942,69 + 0,0109L^2 - 6,45L; \\ i = 4,87L - 1207,53 - 0,00612L^2. \end{cases}$$



a)



б)



в)

Рис. 8.1. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели от нагрузки при $D_2 = 100$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм: 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

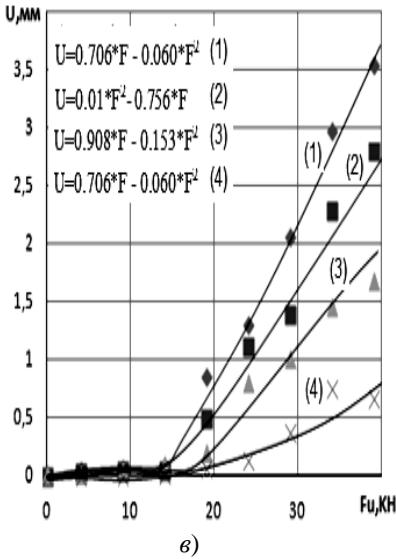
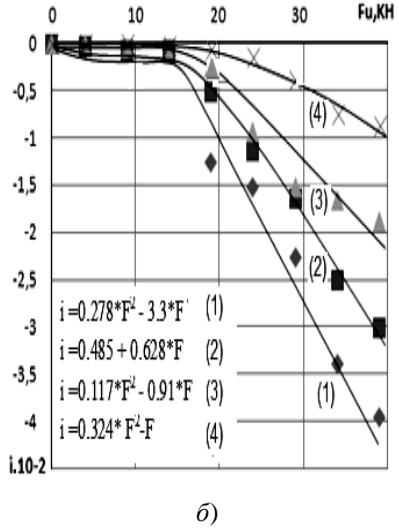
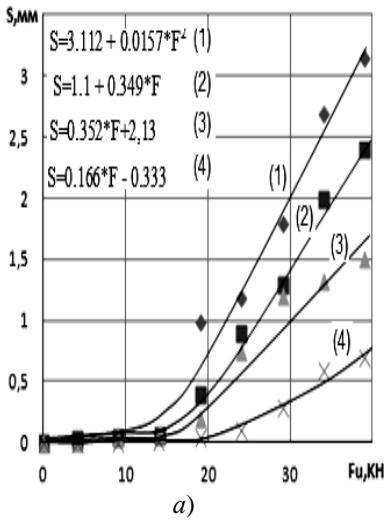
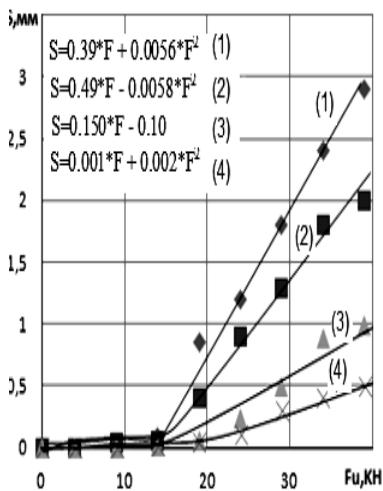
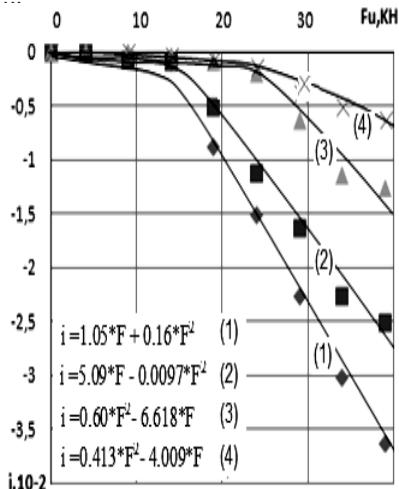


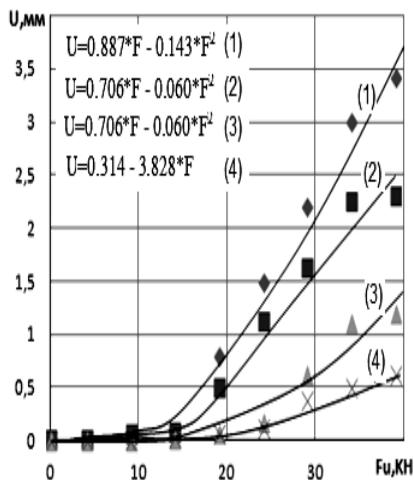
Рис. 8.2. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели от нагрузки при $D_2 = 80$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм: 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400



a)

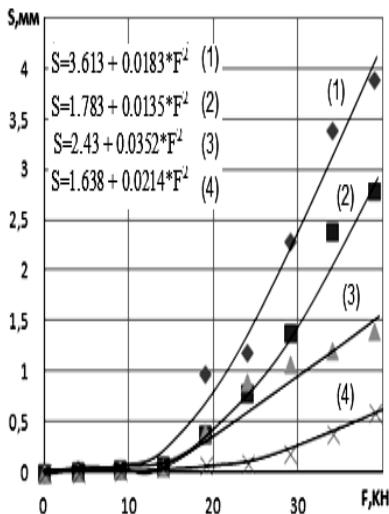


б)

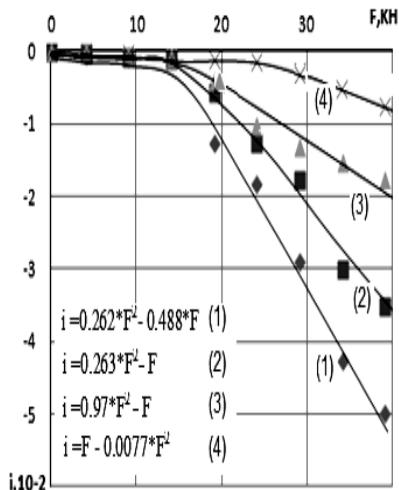


в)

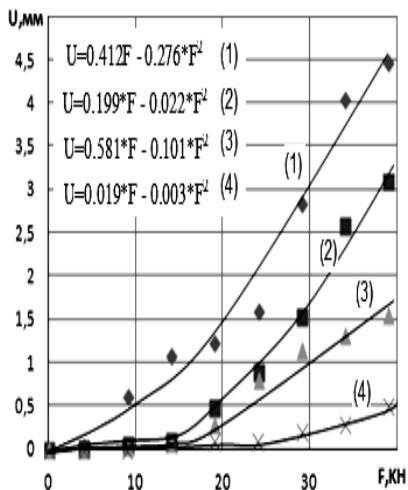
Рис. 8.3. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели от нагрузки при $D_2 = 60$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм: 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400



a)



б)



в)

Рис. 8.4. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели от нагрузки при $D_2 = 100$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,55$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм: 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

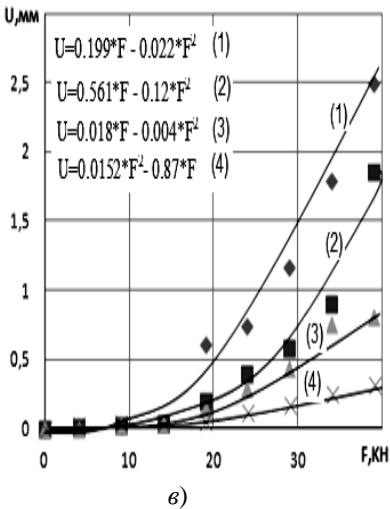
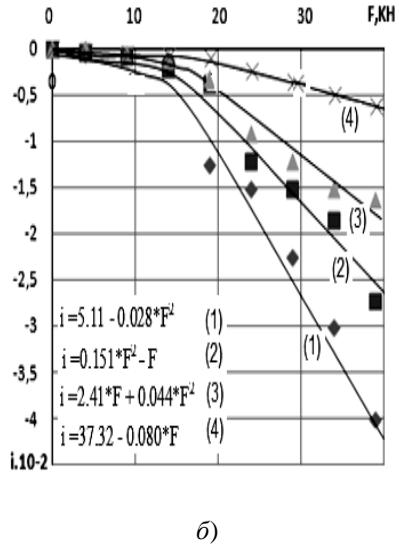
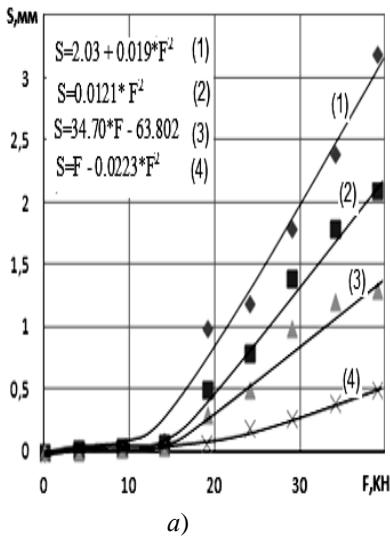


Рис. 8.5. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели от нагрузки при $D_2 = 100$ мм; $h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм: 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

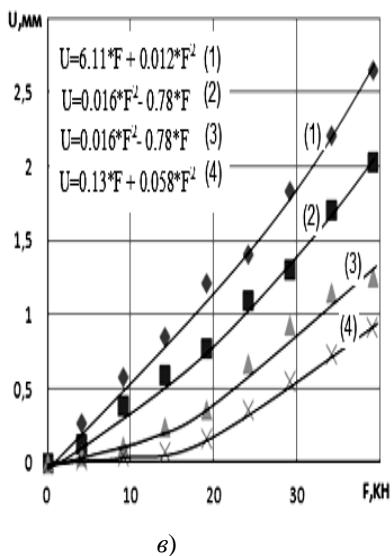
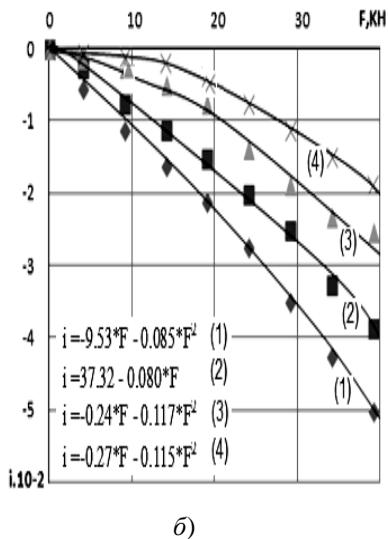
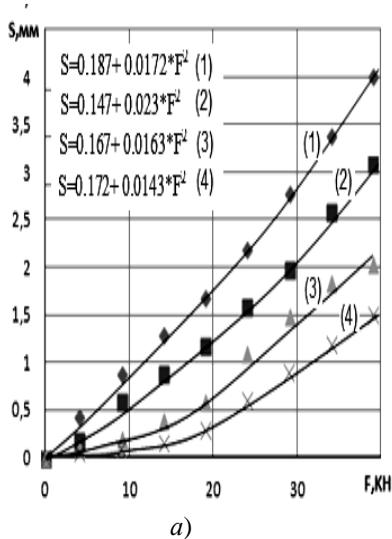


Рис. 8.6. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели от нагрузки при $D_2 = 100$ мм; $h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0,25$; L , мм: 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

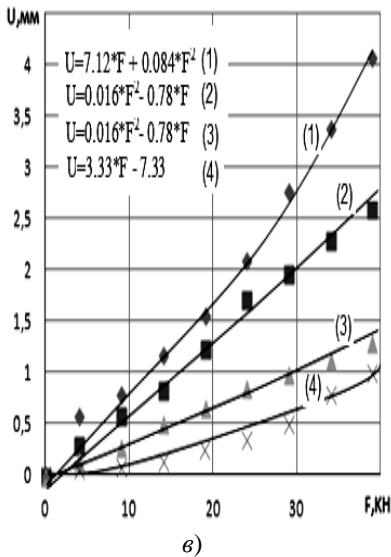
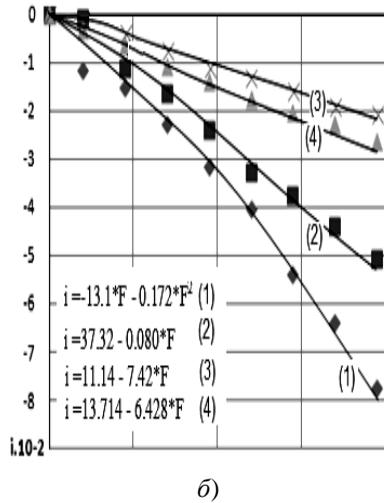
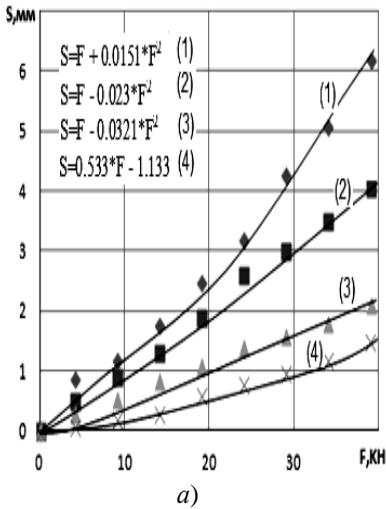
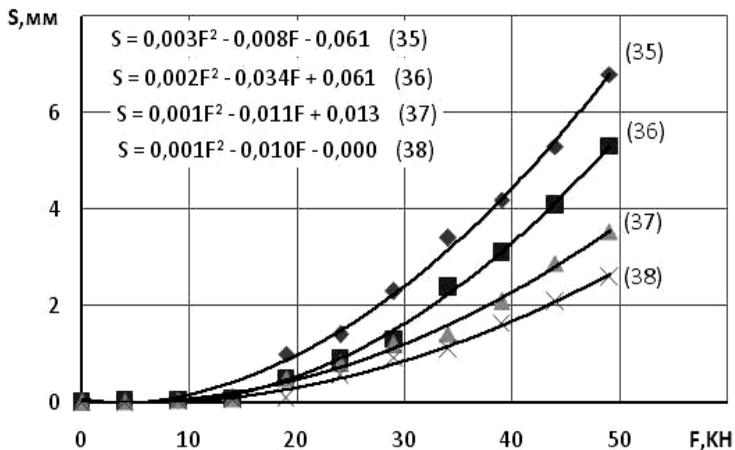
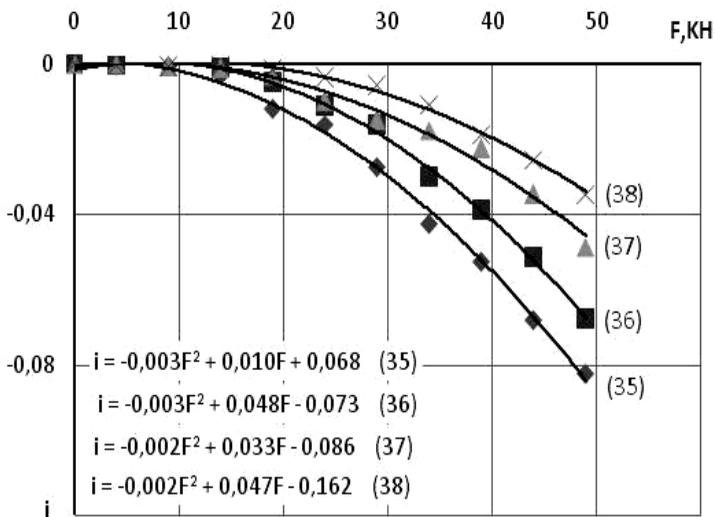


Рис. 8.7. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели от нагрузки при $D_2 = 100$ мм; $h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0,5$; L , мм: 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400



a)



b)

Рис. 8.8. Графики зависимости осадки (a); крена (б);
 горизонтального перемещения (в)
 от нагрузки на цилиндрический штамп:
 $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$;
 $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

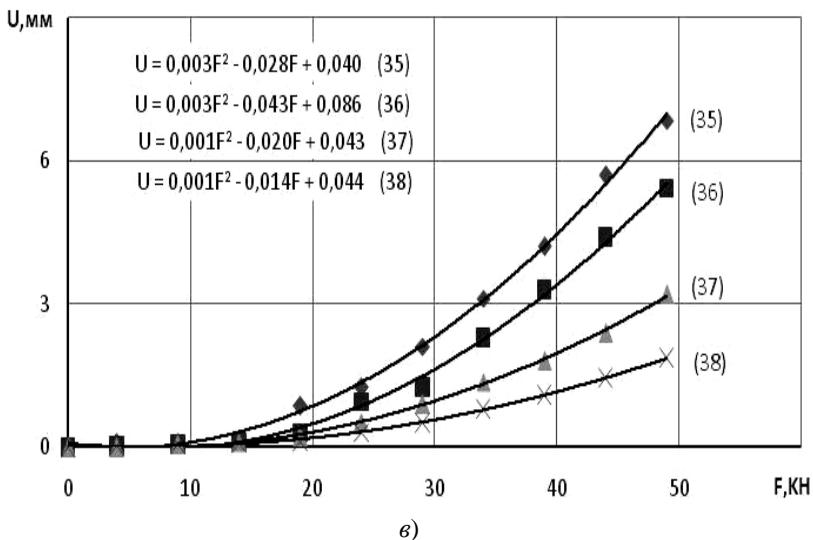


Рис. 8.8. Продолжение

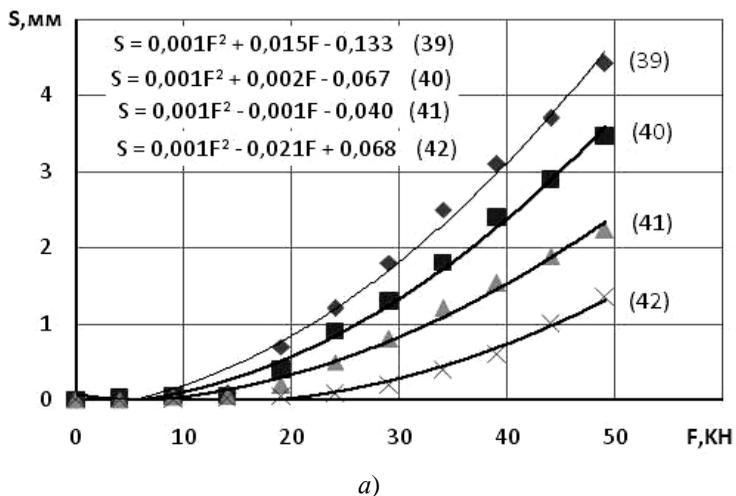
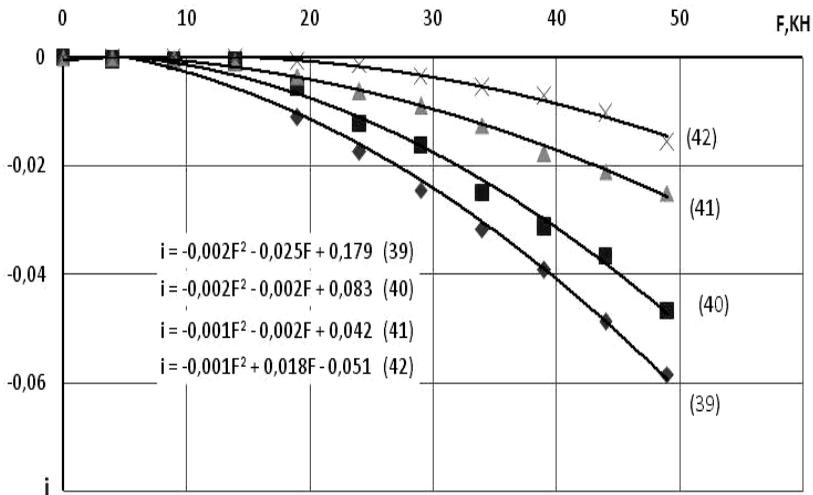
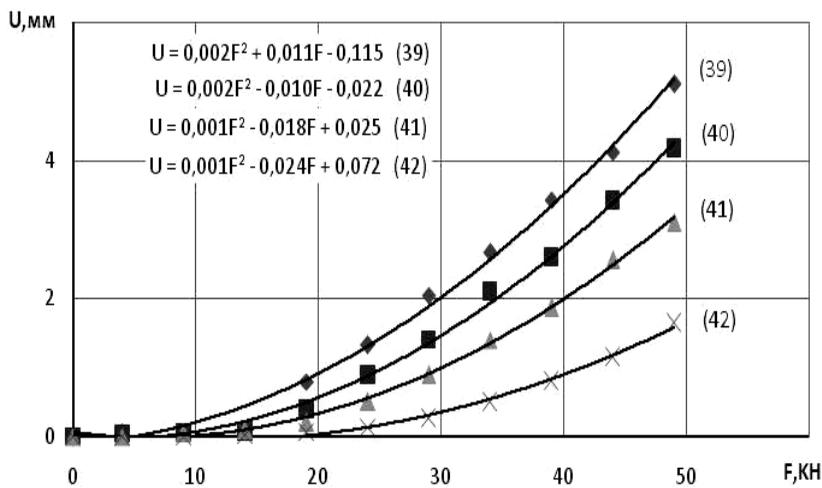


Рис. 8.9. Графики зависимости осадки (а), крена (б),
 горизонтального перемещения (в)
 от нагрузки на цилиндрический штамп:
 $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 80$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$;
 $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$



б)



в)

Рис. 8.9. Продолжение

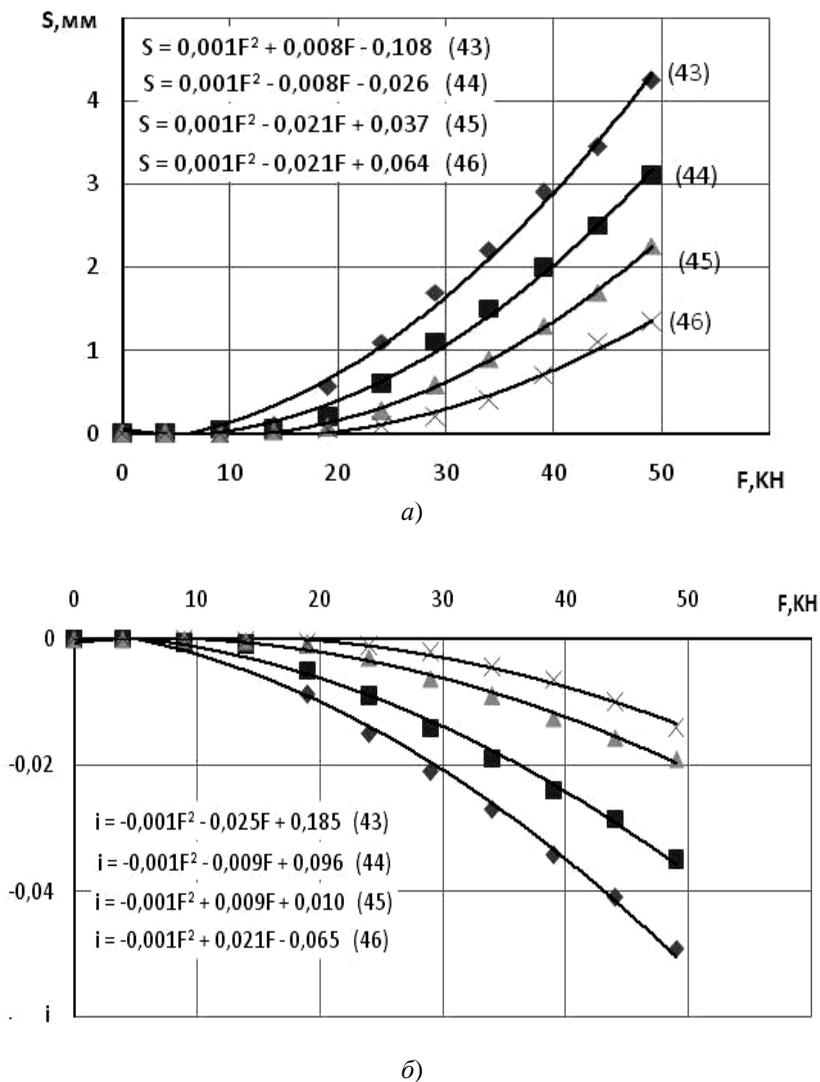


Рис. 8.10. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп: $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 60$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

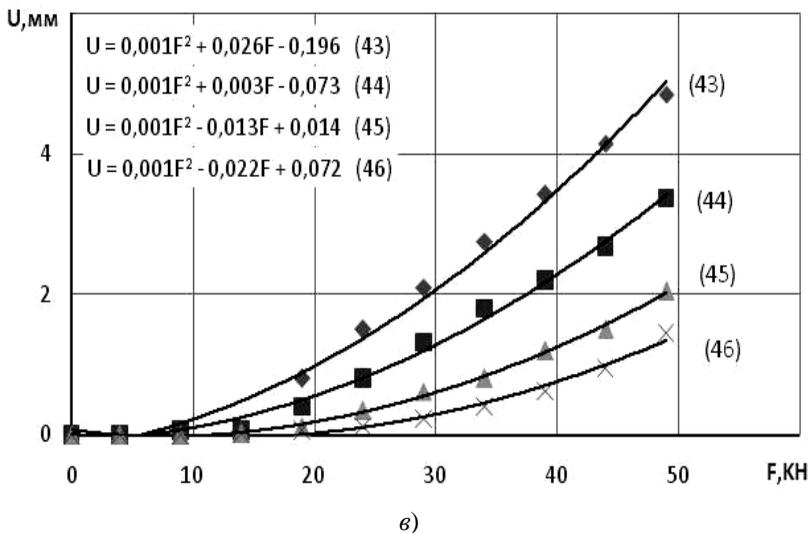


Рис. 8.10. Продолжение

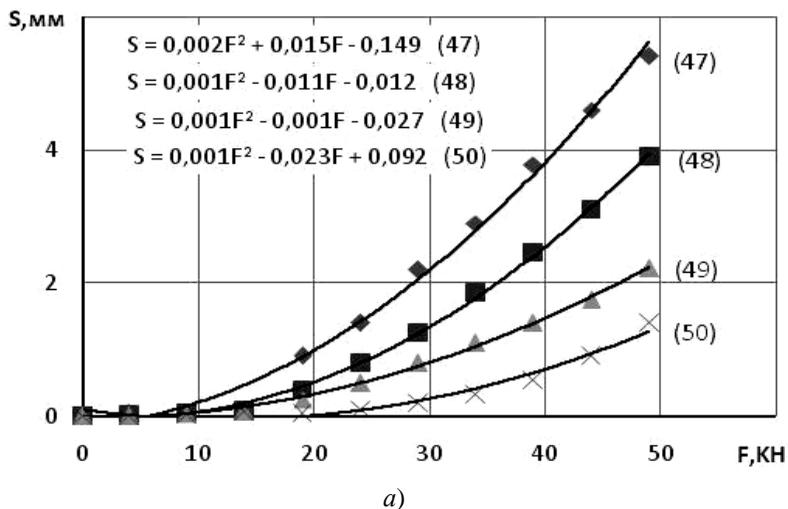
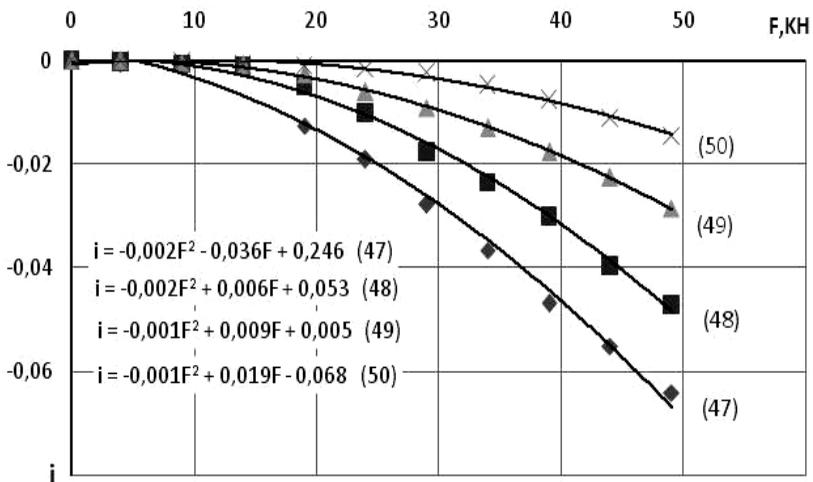
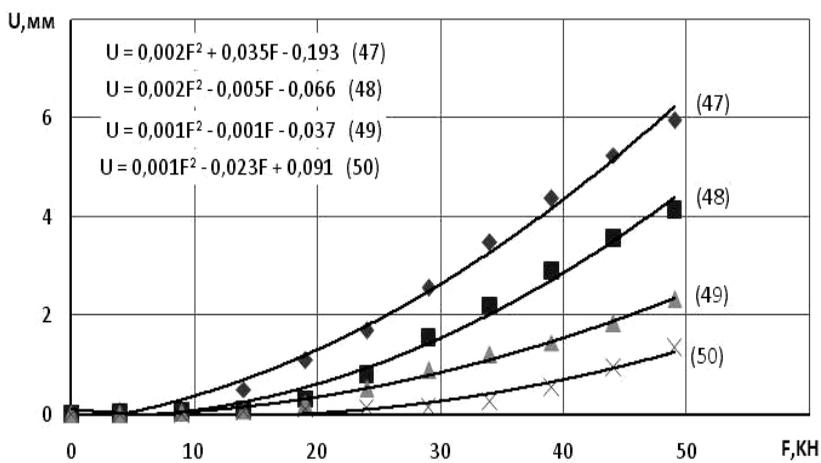


Рис. 8.11. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп:
 $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,65$ г/см³; $e_0 = 0$;
 $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

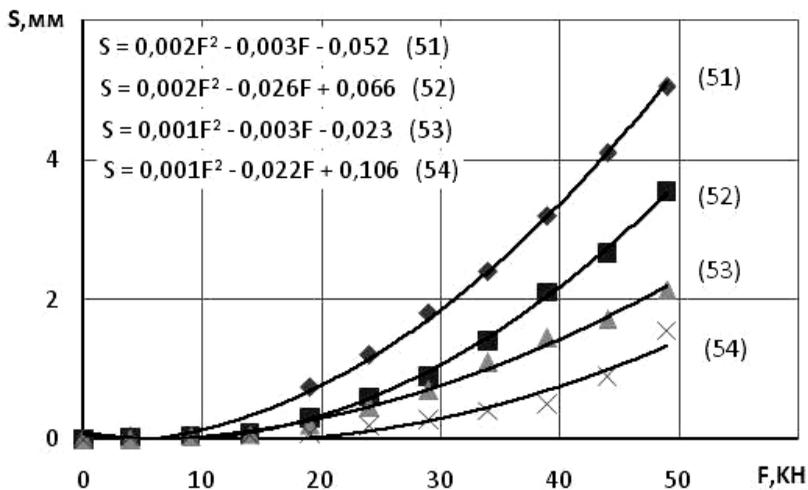


б)

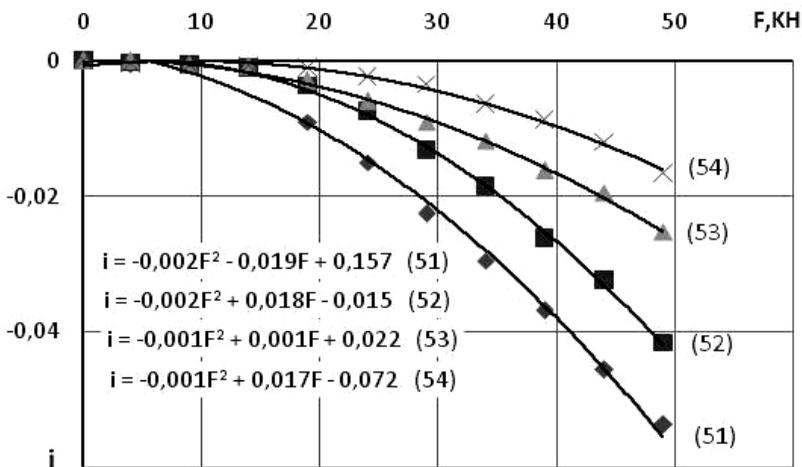


в)

Рис. 8.11. Продолжение



a)



б)

Рис. 8.12. Графики зависимости осадки (а); крена (б);
 горизонтального перемещения (в)
 от нагрузки на цилиндрический штамп:
 $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$;
 $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

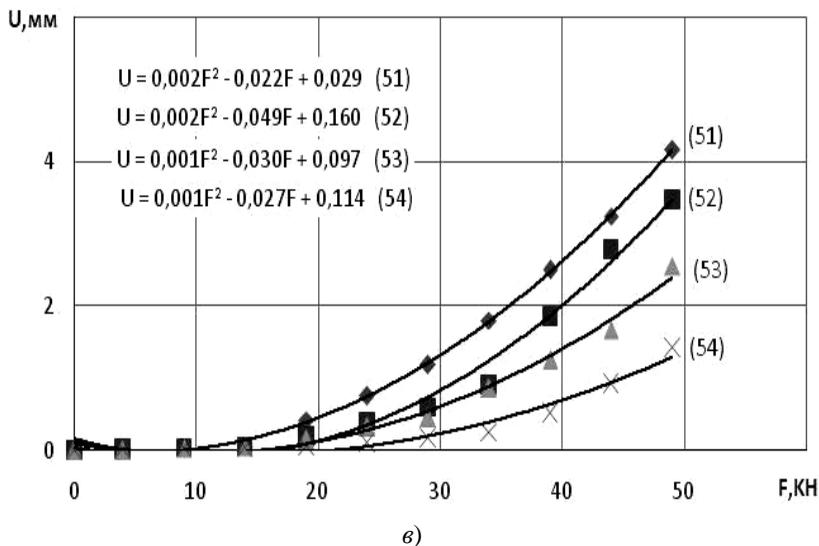


Рис. 8.12. Продолжение

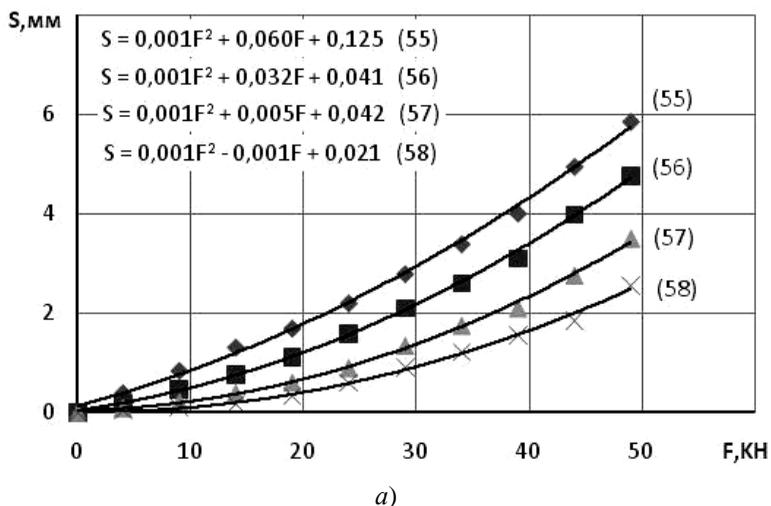
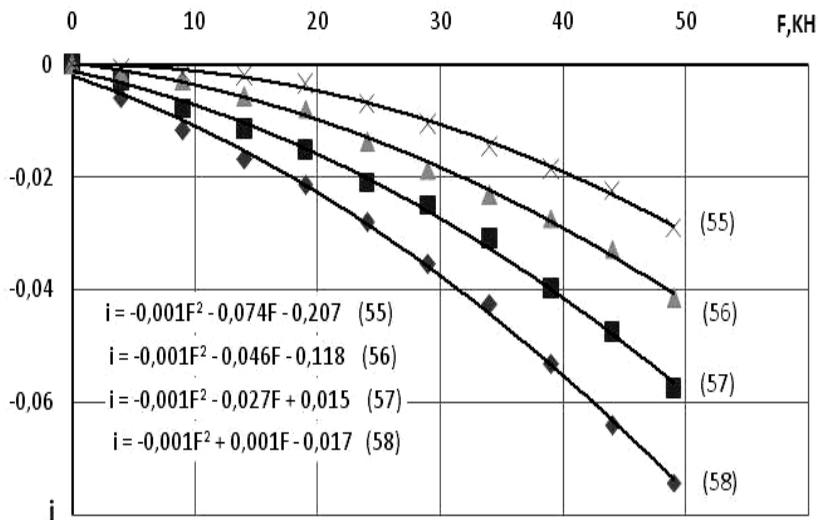
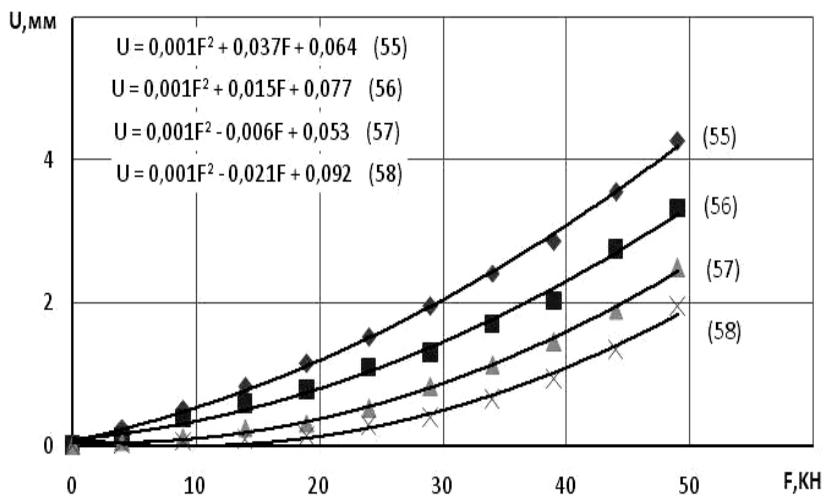


Рис. 8.13. Графики зависимости осадки (а); крена (б);
 горизонтального перемещения (в)
 от нагрузки на цилиндрический штамп:
 $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 100$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0,25$;
 $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 5^\circ$

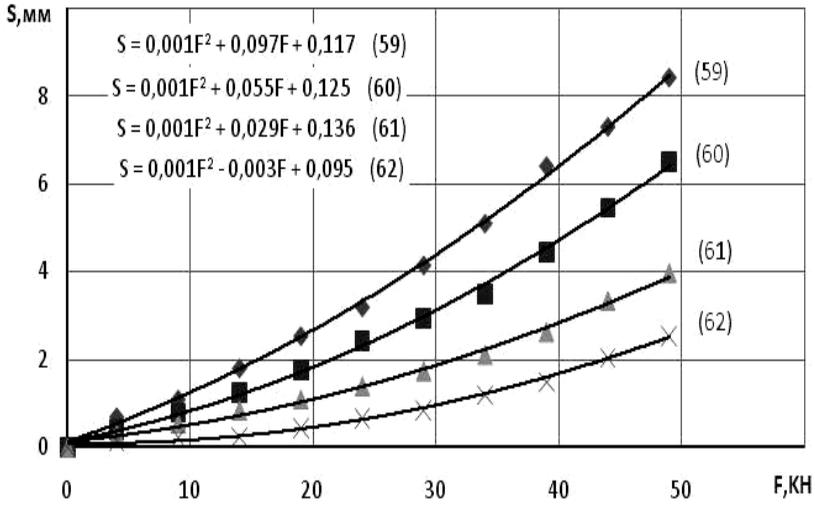


б)

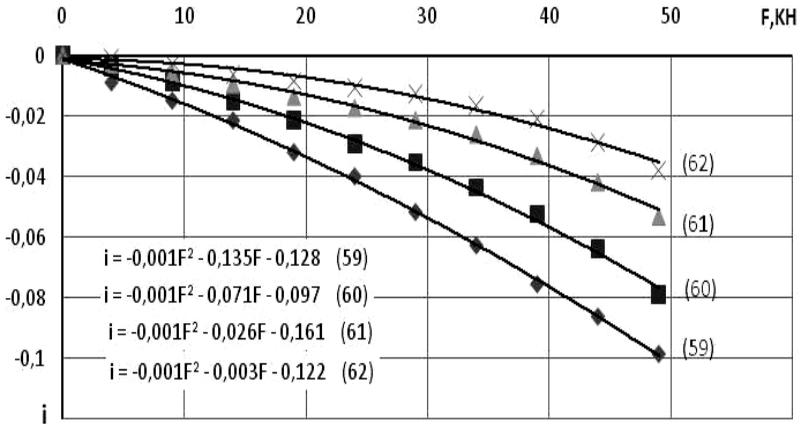


б)

Рис. 8.13. Продолжение

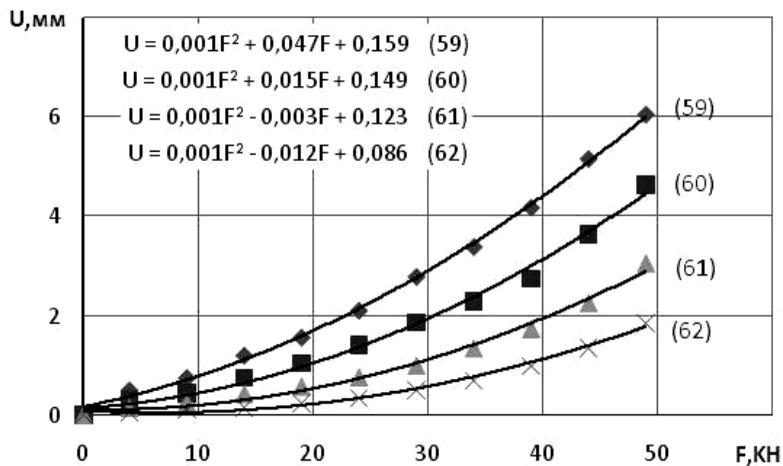


a)



b)

Рис. 8.14. Графики зависимости осадки (а); крена (б);
 горизонтального перемещения (в)
 от нагрузки на цилиндрический штамп:
 $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 100$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0,5$;
 $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 10^\circ$



е)

Рис. 8.14. Продолжение

8.2. ДИАМЕТР ФУНДАМЕНТОВ

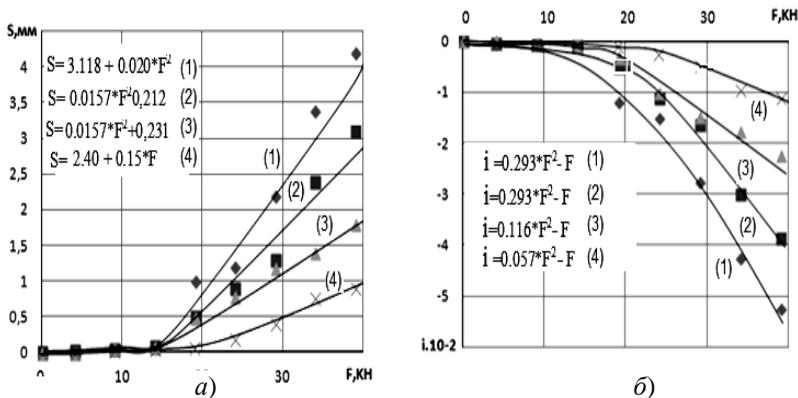
8.8. Сравнение результатов опытов при $L = 100$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$ и $L = 150$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $\delta = 0^\circ$

D_2 , мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер						
100	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25
80	16,90	-20,4	21,12	3,15	3,53	-3,39
60	16,92	21,15	21,9	2,90	3,42	-3,62
Опыты Чхорн Боти						
100	25,80	-30,64	31,20	6,80	6,85	-8,24
80	21,85	-29,62	29,32	4,42	5,10	-5,85
60	25,86	-30,32	28,37	4,25	4,85	-4,90

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$\begin{cases} s = 94,99 + 3,25D_2; \\ u = 236,94 + 1,75D_2; \\ i = -115,99 - 4,09D_2. \end{cases}$$

Графики Аль-Бухейти Али Яхья Нассер



в)

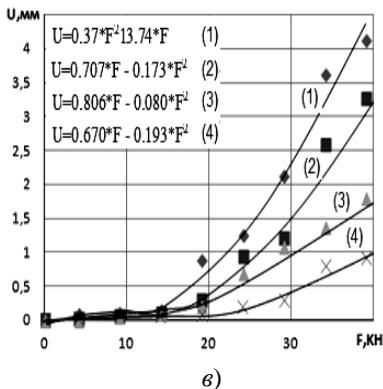


Рис. 8.15. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100 \text{ мм}$; $h = 150 \text{ мм}$;

$\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$; $e_0 = 0$; $L, \text{мм}$:
1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

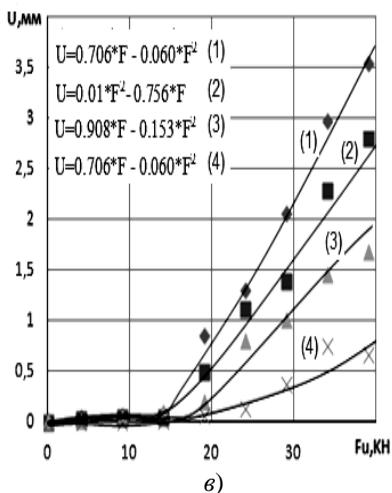
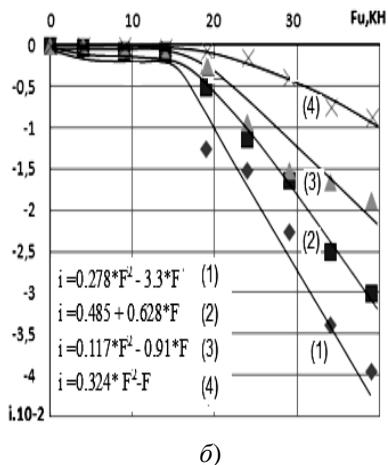
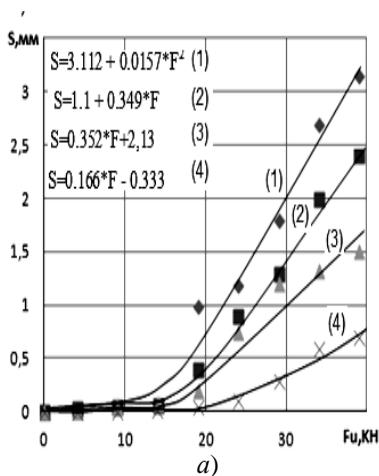


Рис. 8.16. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 80$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм:
1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

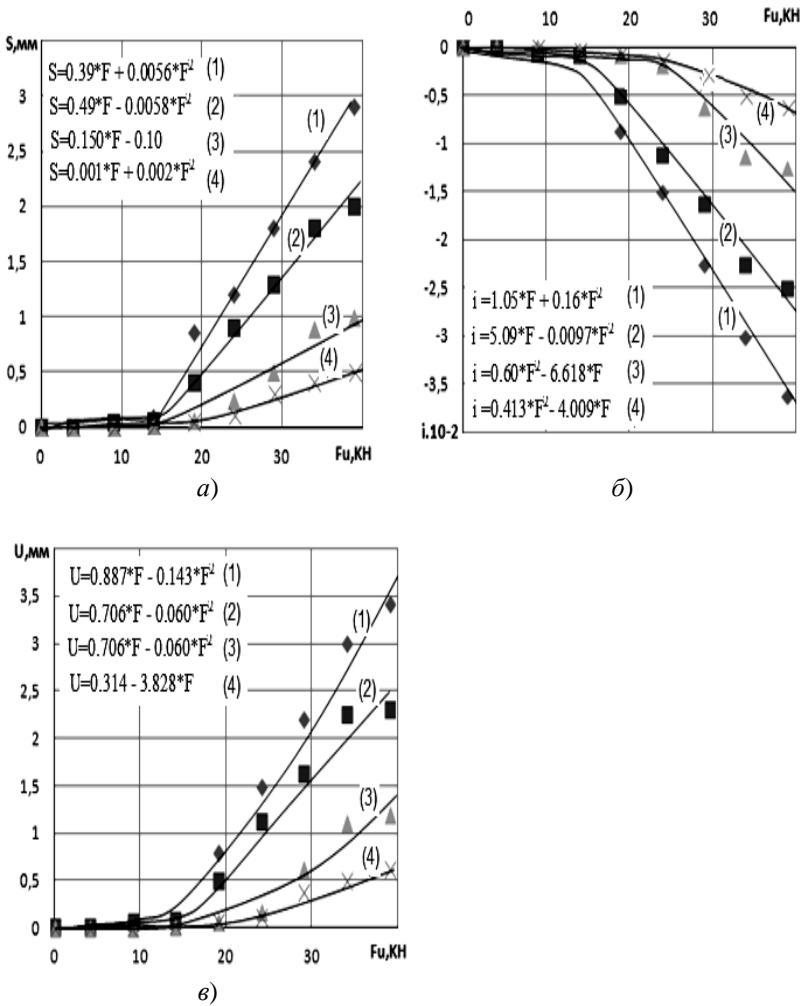
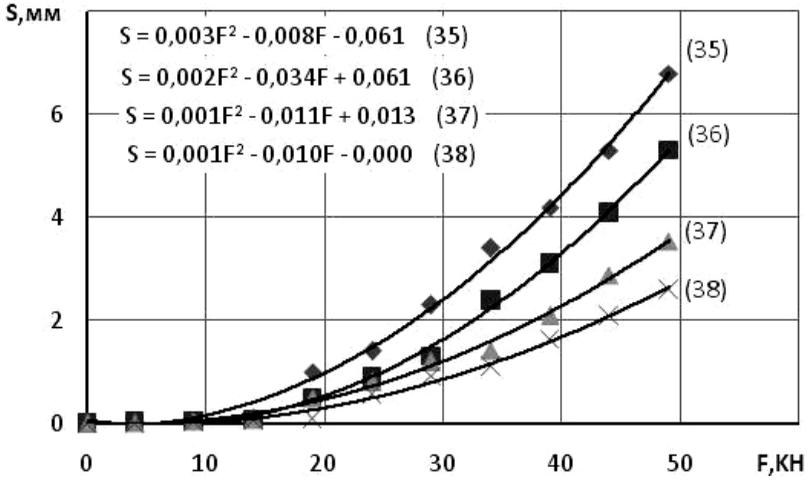
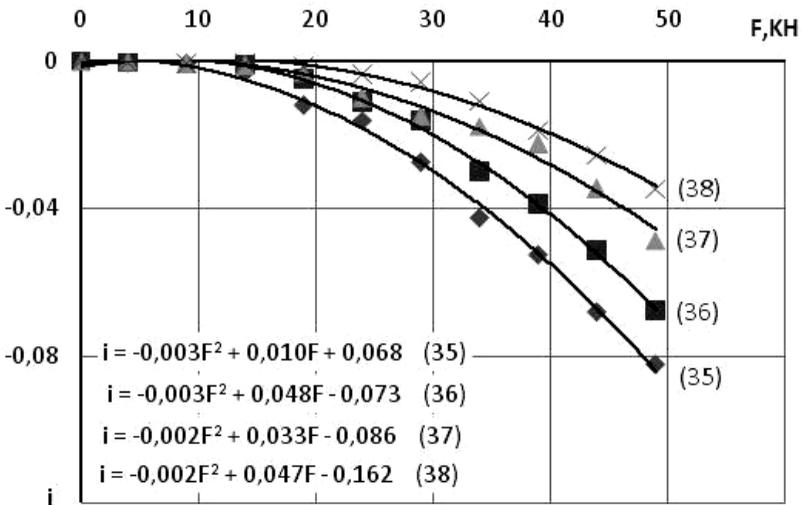


Рис. 8.17. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 60$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм:
 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

Графики Чхорн Боти



a)



b)

Рис. 8.18. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

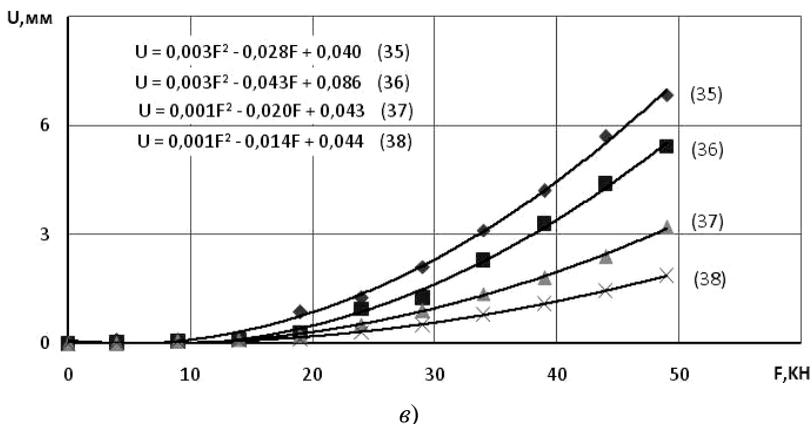


Рис. 8.18. Продолжение

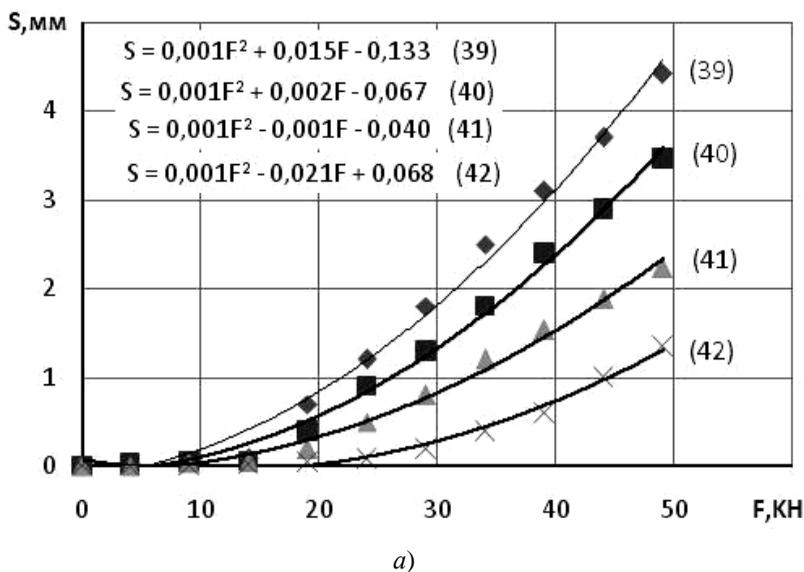
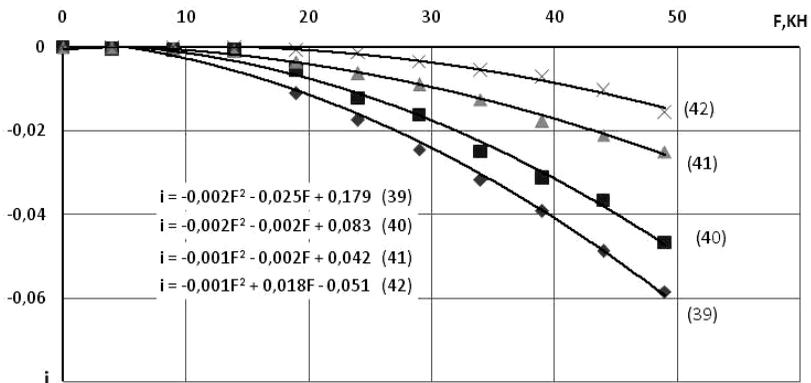
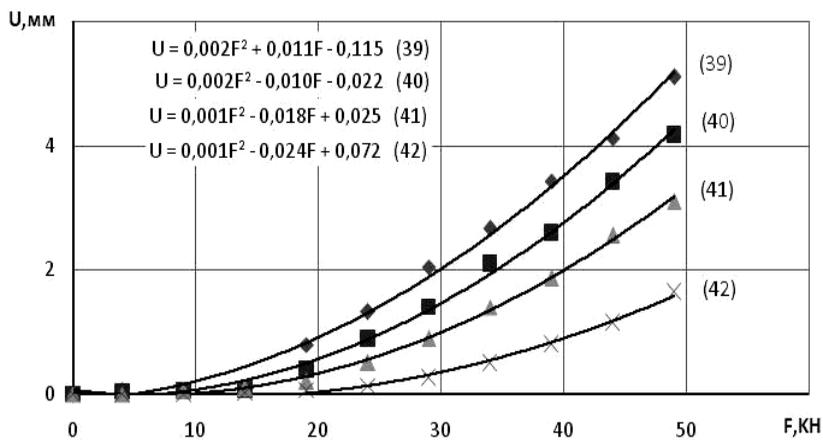


Рис. 8.19. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 80$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

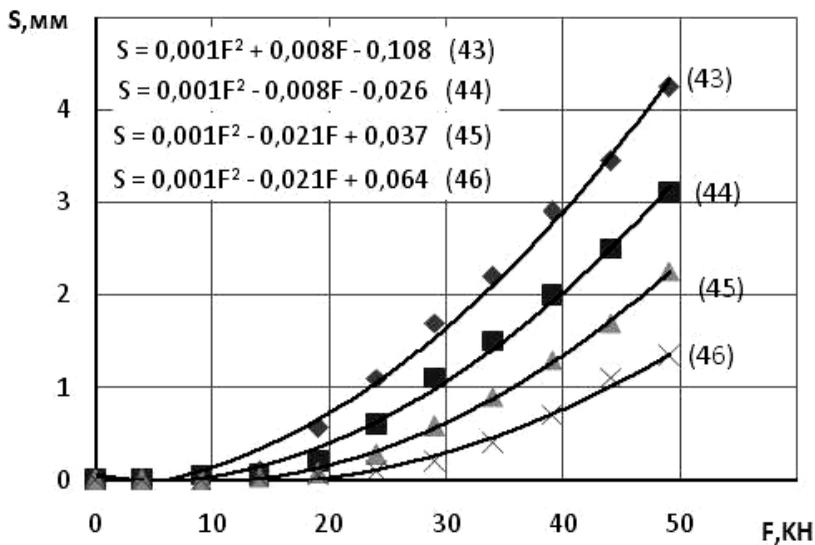


б)

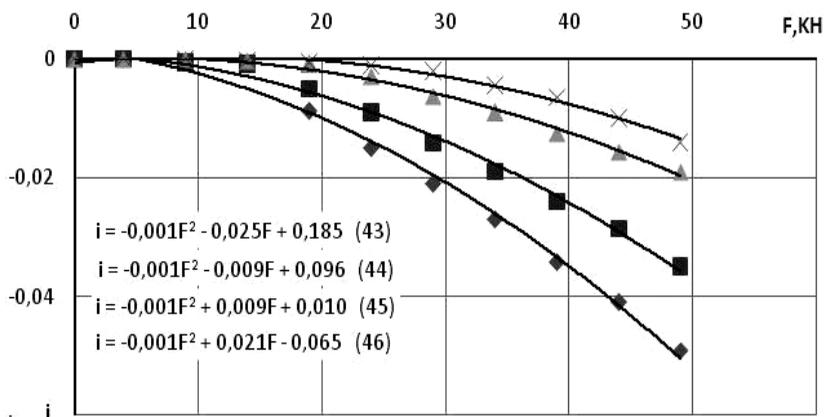


в)

Рис. 8.19. Продолжение



a)



b)

Рис. 8.20. Графики зависимости осадки (a); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 60$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

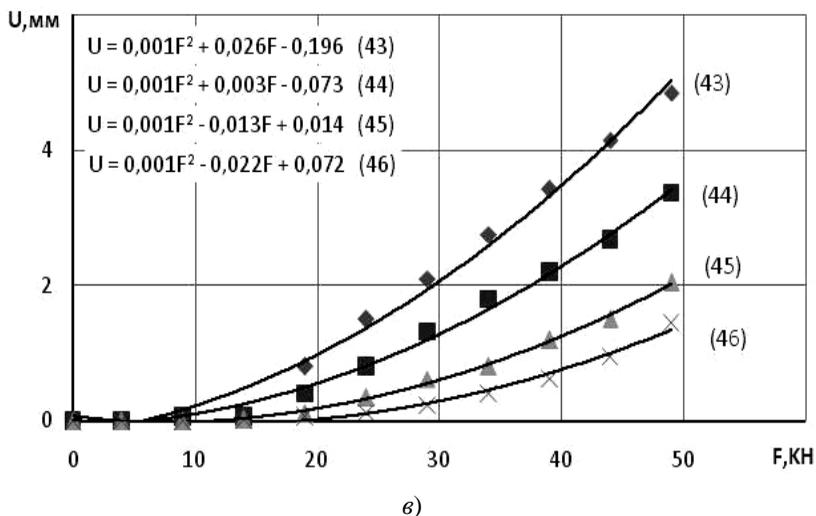


Рис. 8.20. Продолжение

8.3. ПЛОТНОСТЬ ГРУНТА

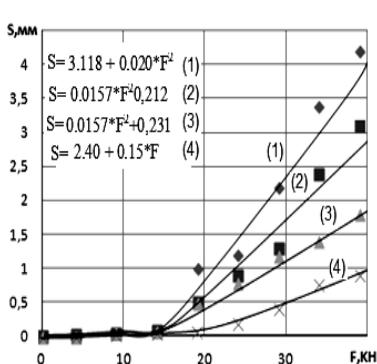
**8.9. Сравнение результатов опытов при $D_1 = 100$ мм;
 $D_2 = 100, 150$ мм; $L = 100$ мм; $h = 15$ мм; $e_0 = 0$ и $L = 150$ мм;
 $h = 50$ мм; $e_0 = 0$; $\delta = 0^\circ$**

ρ , г/см ³	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер						
1,5	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25
1,55	13,6	-16,2	17,00	3,90	4,47	-4,87
Опыты Чхорн Боти						
1,6	25,80	-30,64	31,20	6,80	6,85	-8,24
1,65	19,35	-24,36	24,68	5,40	5,96	-6,40

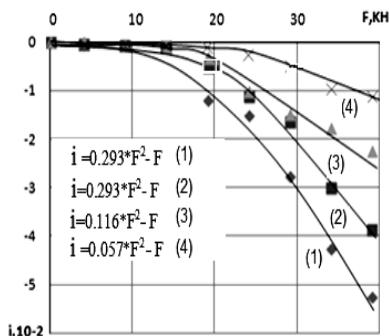
Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$\begin{cases} s = 423,21 - 0,214\rho; \\ u = 408,25 + 0,25\rho; \\ i = 0,271\rho - 529,07. \end{cases}$$

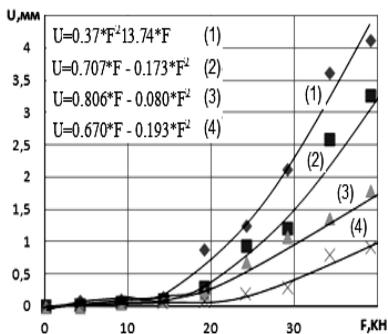
Графики Аль-Бухейти Али Яхья Нассер



а)



б)

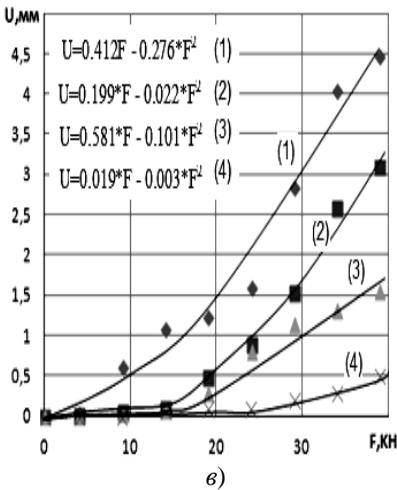
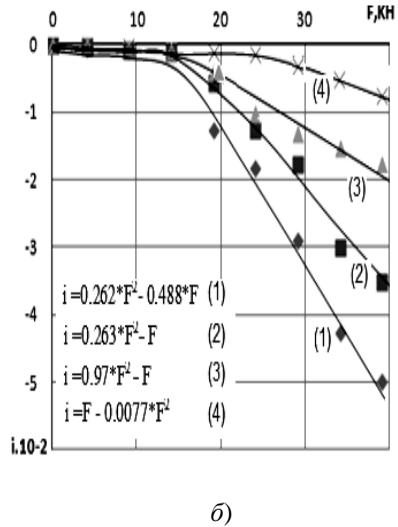
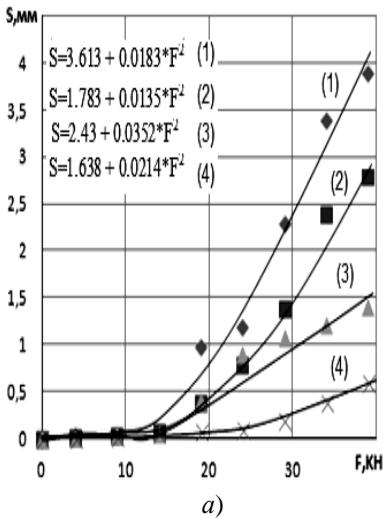


в)

Рис. 8.21. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100$ мм; $h = 150$ мм;

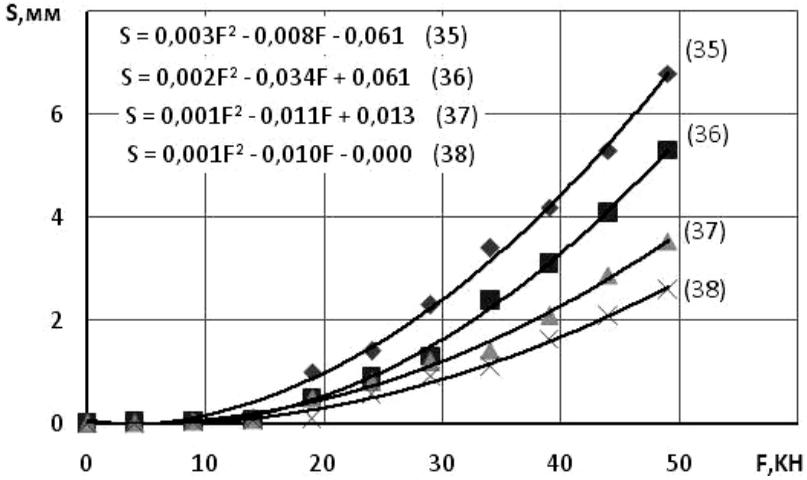
$\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм:

1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

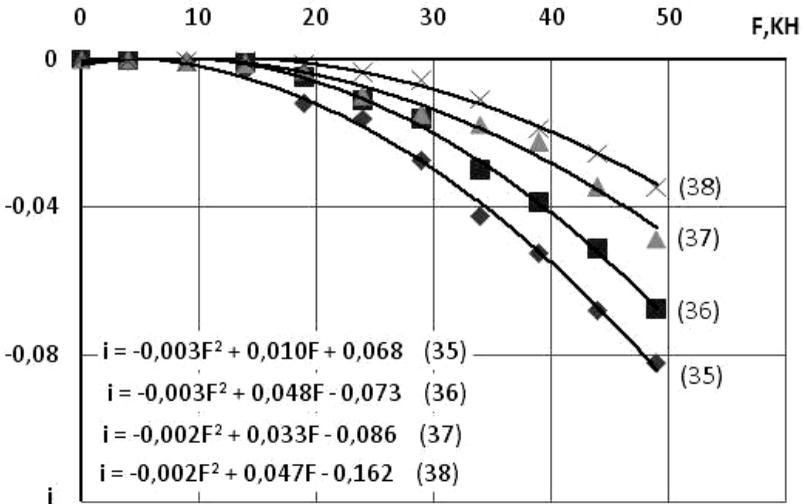


**Рис. 8.22. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,55$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм:
 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400**

Графики Чхорн Боти



a)



б)

Рис. 8.23. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

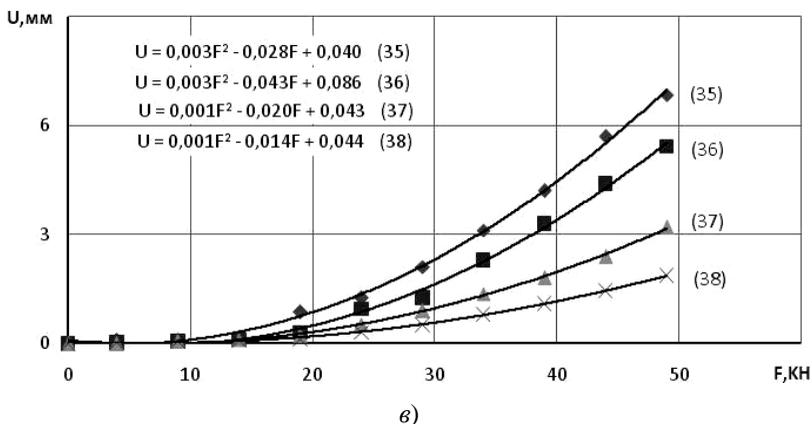


Рис. 8.23. Продолжение

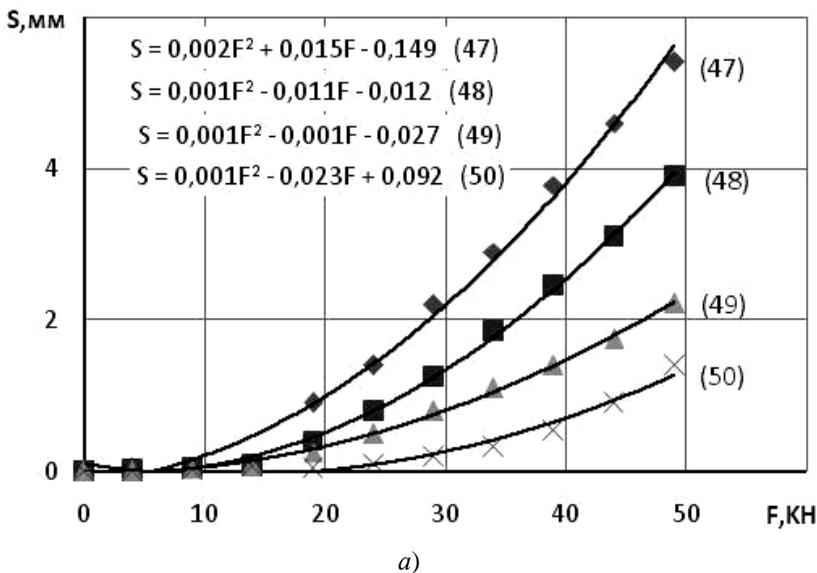
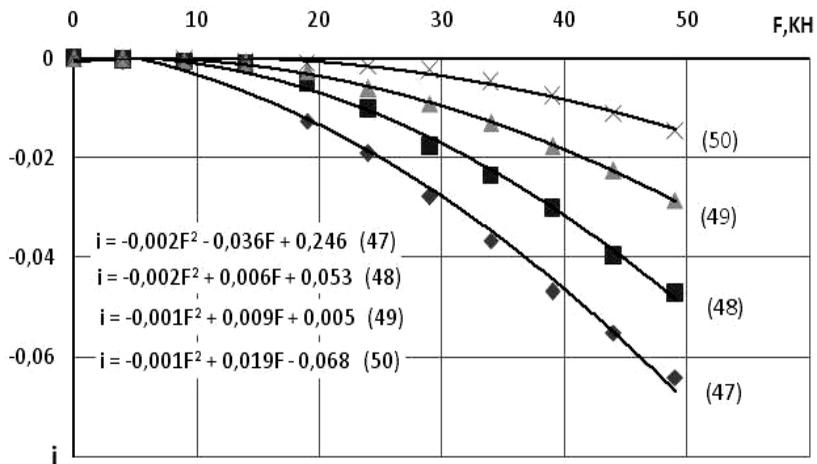
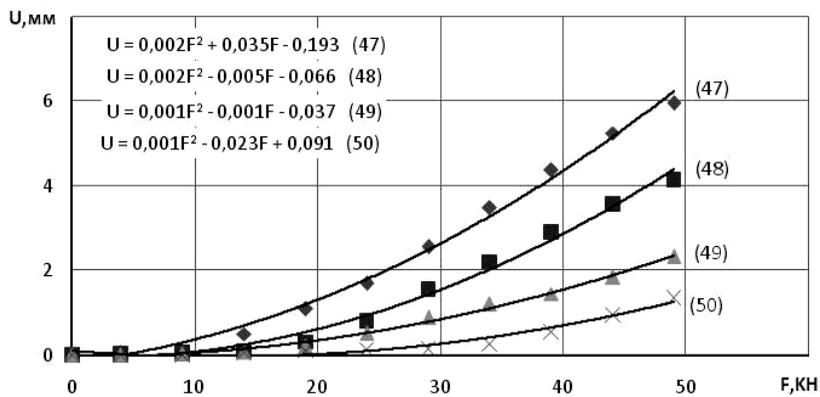


Рис. 8.24. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,65$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$



б)



в)

Рис. 8.24. Продолжение

8.4. ЗАГЛУБЛЕНИЕ МОДЕЛИ ФУНДАМЕНТОВ

8.10. Сравнение результатов опытов

при $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм;

$L = 100$; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$ и

$L = 150$; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $\delta = 0^\circ$

λ	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	s_{\max} , мм	u_{\max} , мм	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер						
1,5	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25
2,0	13,08	-8,27	16,35	3,20	2,5	-4,0
Опыты Чхорн Боти						
0,5	25,80	-30,64	31,20	6,80	6,85	-8,24
1,0	20,35	-13,63	25,45	5,04	4,16	-5,37

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$\begin{cases} s = 304,61 + 7,69\lambda; \\ u = 29,76\lambda - 34,53; \\ i = 34,61 - 37,307\lambda. \end{cases}$$

Графики Аль-Бухейти Али Яхья Нассер

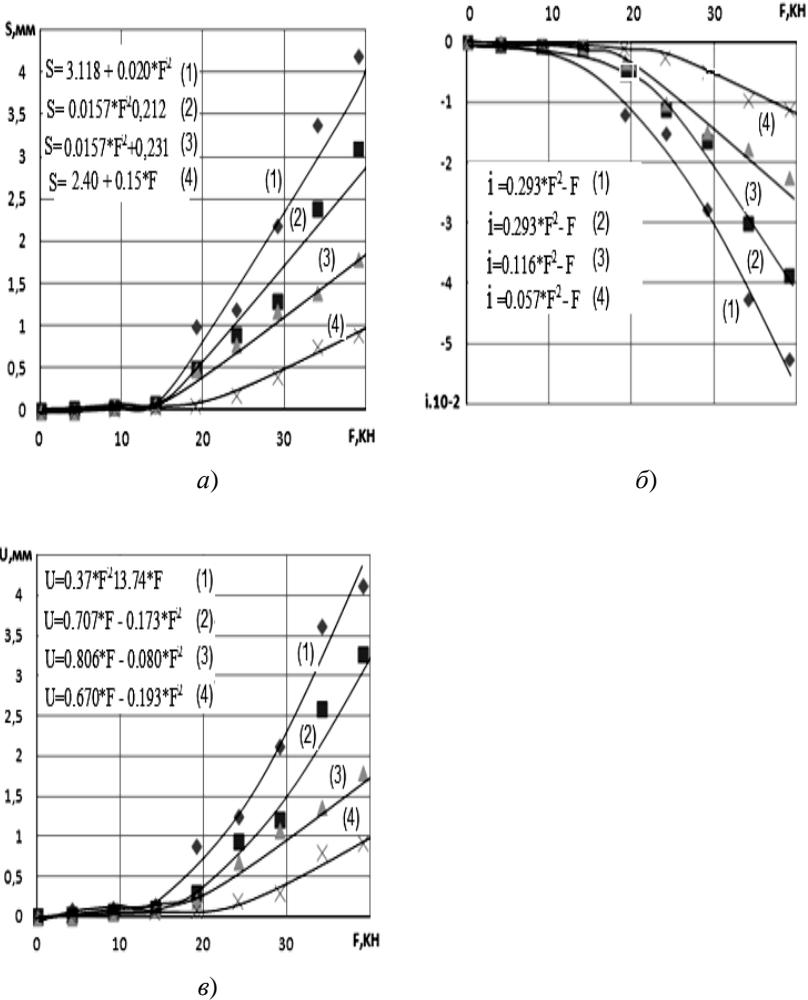


Рис. 8.25. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100$ мм; $h = 150$ мм;

$\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм:

1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

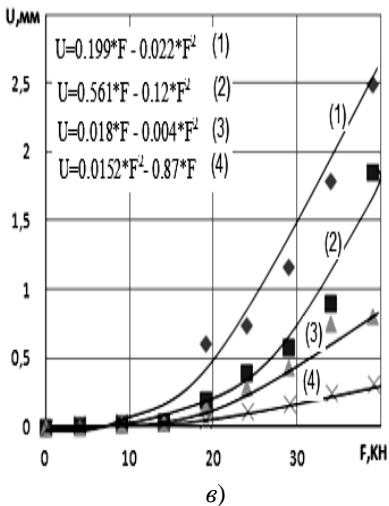
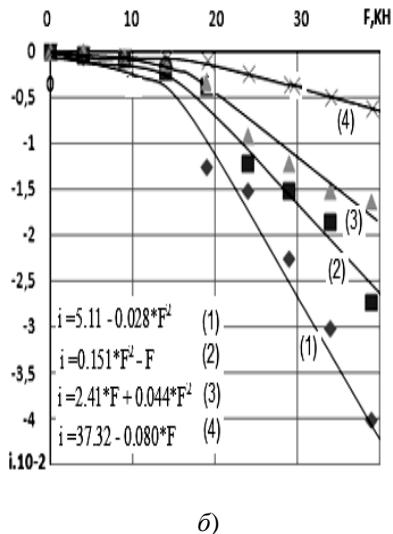
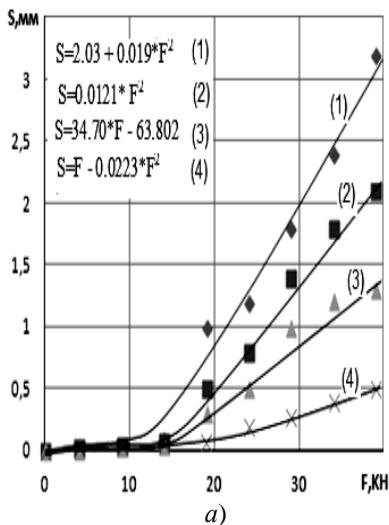
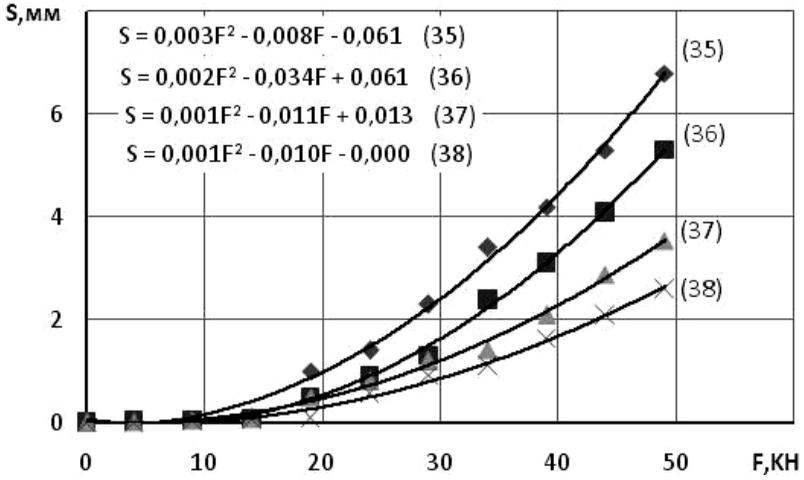
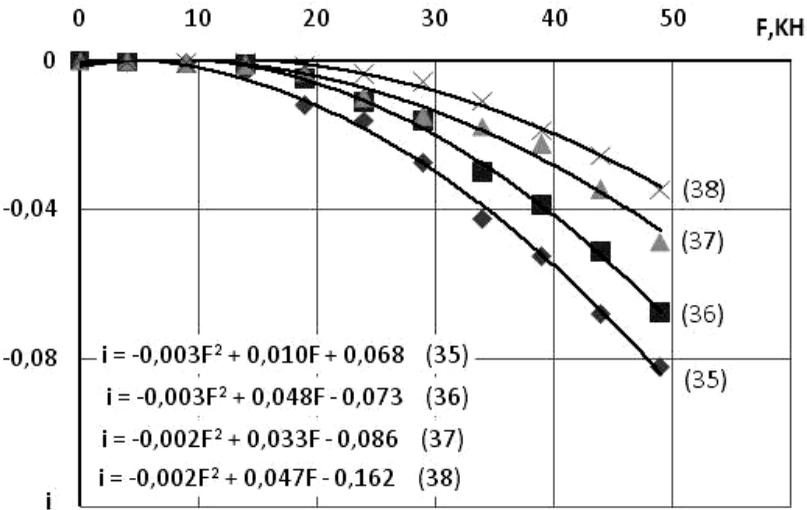


Рис. 8.26. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100$ мм; $h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм:
 1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

Графики Чхорн Боти



a)



b)

Рис. 8.27. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 50$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

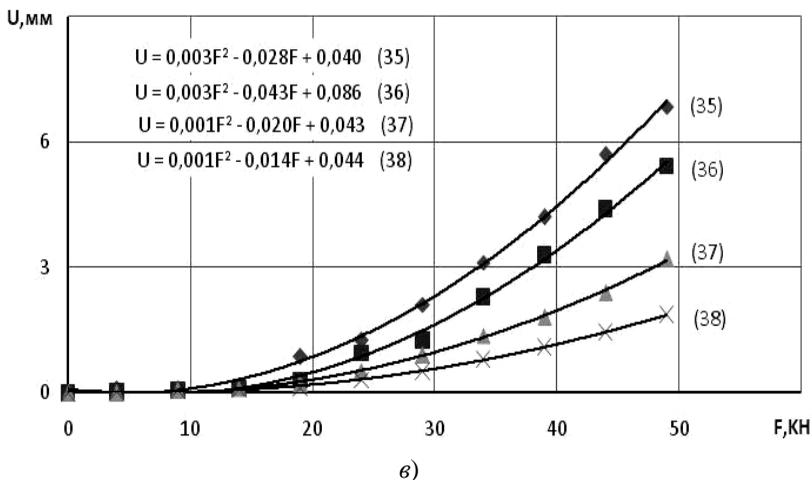


Рис. 8.27. Продолжение

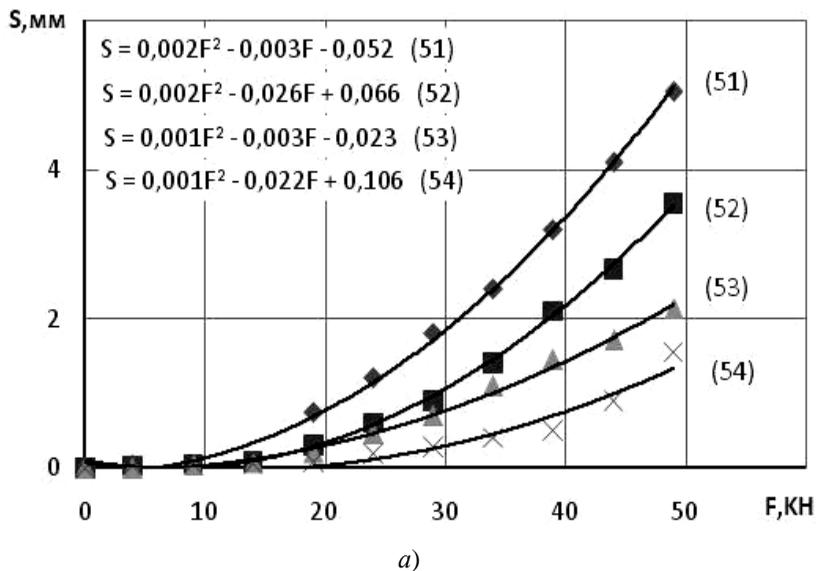
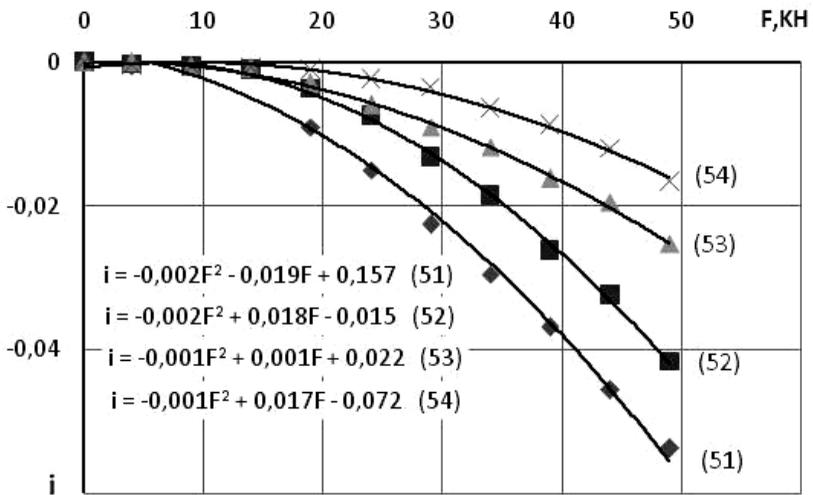
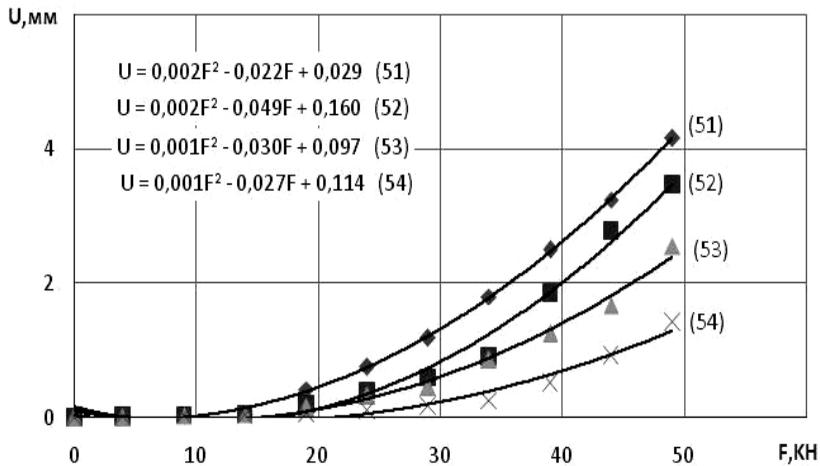


Рис. 8.28. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 100$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$



б)



б)

Рис. 8.28. Продолжение

8.5. ЭКСЦЕНТРИСИТЕТ И УГОЛ НАКЛОНА СИЛЫ К ВЕРТИКАЛИ

**8.11. Сравнение результатов опытов при $D_1 = 100$ мм;
 $D_2 = 100$ мм; $L = 100$ мм; $h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³ и
 $L = 150$ мм; $h = 100$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³**

e_0	$\delta, ^\circ$	Перемещения моделей					
		нагруженной			ненагруженной		
		$s_{\max}, \text{ММ}$	$u_{\max}, \text{ММ}$	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$	$s_{\max}, \text{ММ}$	$u_{\max}, \text{ММ}$	$i_{\max} \cdot 10^{-2}$
Опыты Аль-Бухейти Али Яхья Нассер							
0	0	13,08	-8,27	16,35	3,20	2,5	-4,0
0,25	0	14,08	-9,1	17,6	4,02	2,66	-5,02
0,5	0	23,08	-14,82	28,85	6,20	4,07	-7,75
-0,25	0	15,13	-9,45	18,91	3,20	2,0	-4
-0,5	0	23,60	-14,52	29,5	4,50	2,82	-5,62
Опыты Чхорн Боти							
0	0	20,35	-13,63	25,45	5,04	4,16	-5,37
0,25	5	20,57	-13,46	24,58	5,87	4,27	-7,43
0,5	10	33,32	-21,85	38,25	8,42	6,04	-9,85
-0,25	-5	21,78	-12,54	24,56	5,30	3,45	-5,84
-0,5	-10	33,67	-21,74	38,86	6,98	4,50	-8,45

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$\begin{cases} s = 455,50 + e - 0,143e^2; \\ u = 255,57 + 4,902e - 0,179e^2; \\ i = 0,403e^2 - 519,13 - 10,5e. \end{cases}$$

Графики Аль-Бухейти Али Яхья Нассер

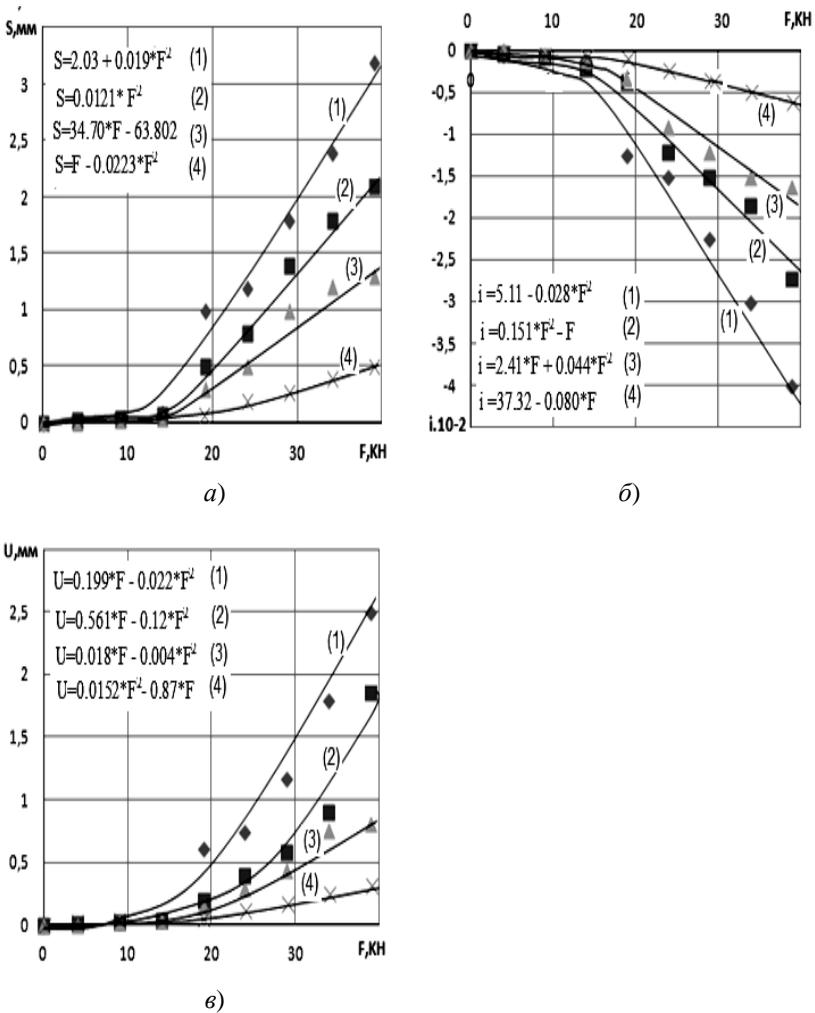


Рис. 8.29. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100$ мм; $h = 200$ мм;

$\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$; L , мм:

1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

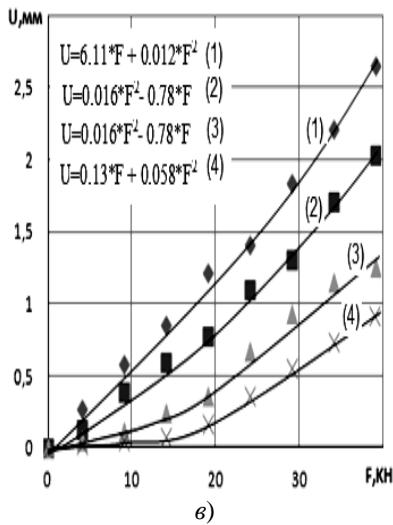
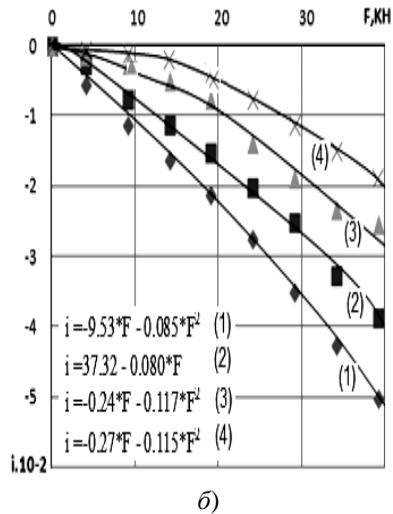
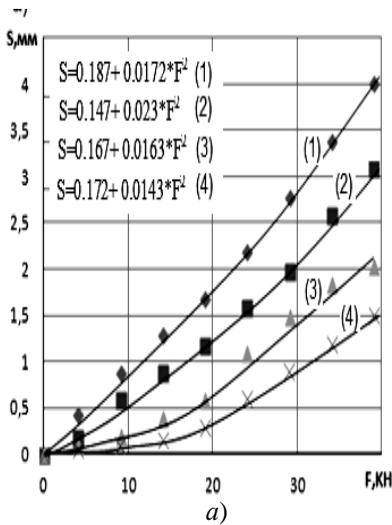


Рис. 8.30. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100$ мм; $h = 200$ мм;

$\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0,25$; L , мм:
1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400

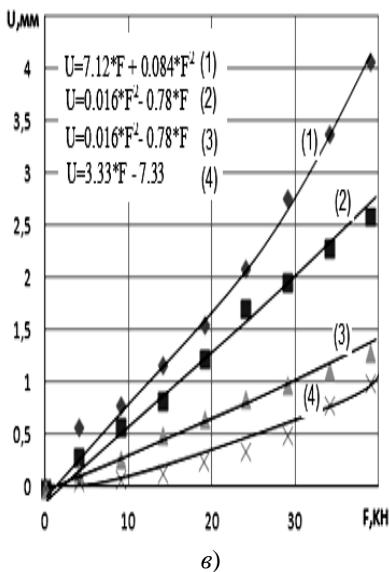
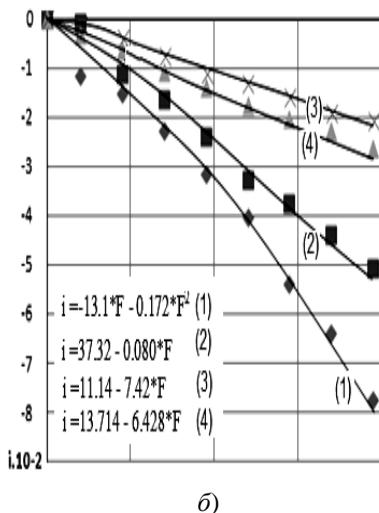
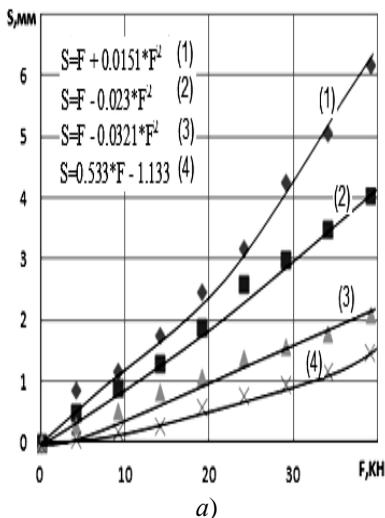
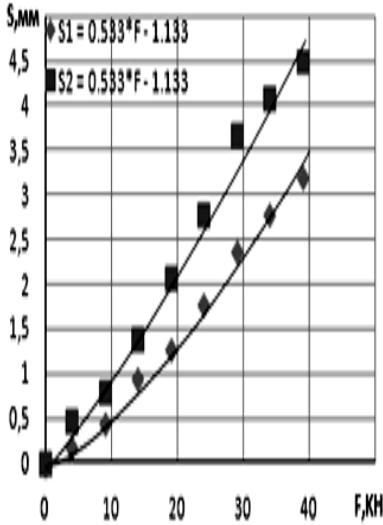


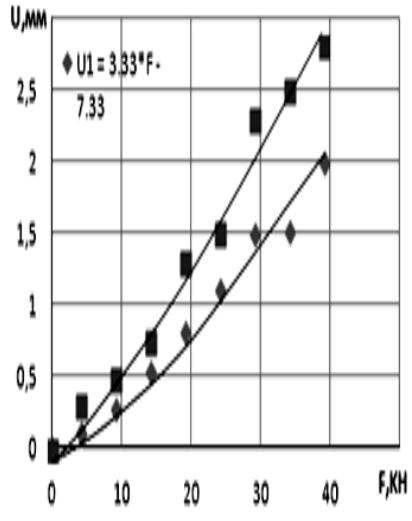
Рис. 8.31. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100$ мм; $h = 200$ мм;

$\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0,5$; L , мм:

1 – 100; 2 – 200; 3 – 300; 4 – 400



a)



б)

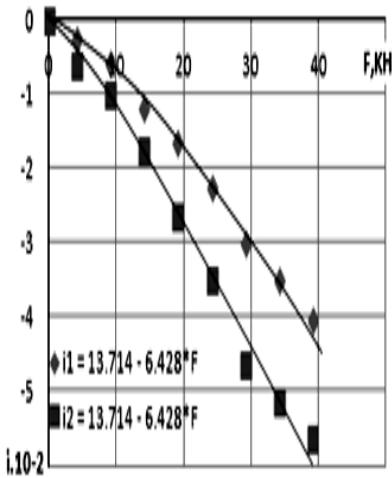
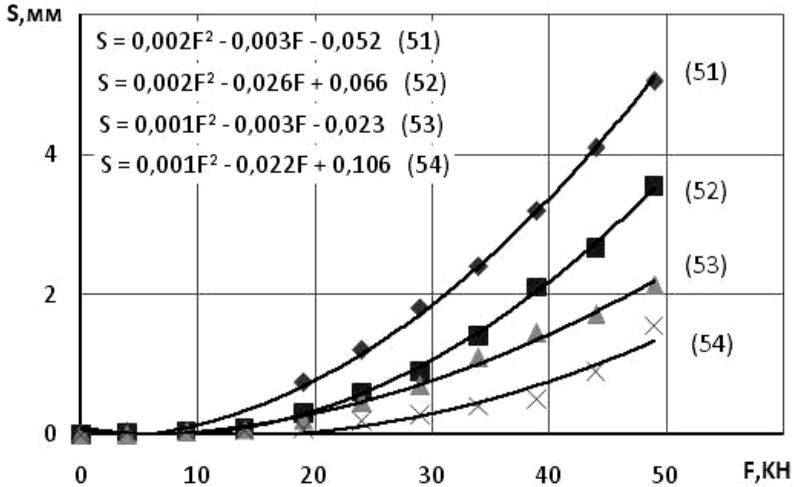
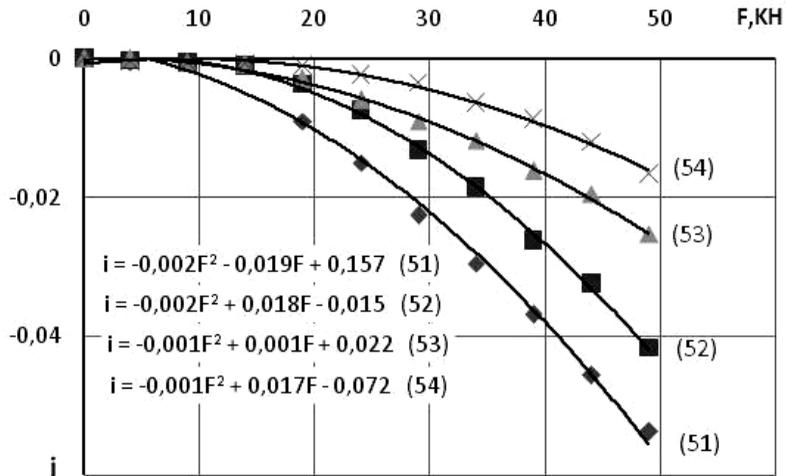


Рис. 8.32. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) ненагруженной модели при $D_2 = 100$ мм; $h = 200$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = -0,25; -0,5$; $L = 100$ мм

Графики Чхорн Боти



a)



b)

Рис. 8.33. Графики зависимости осадки (a); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 100$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 0^\circ$

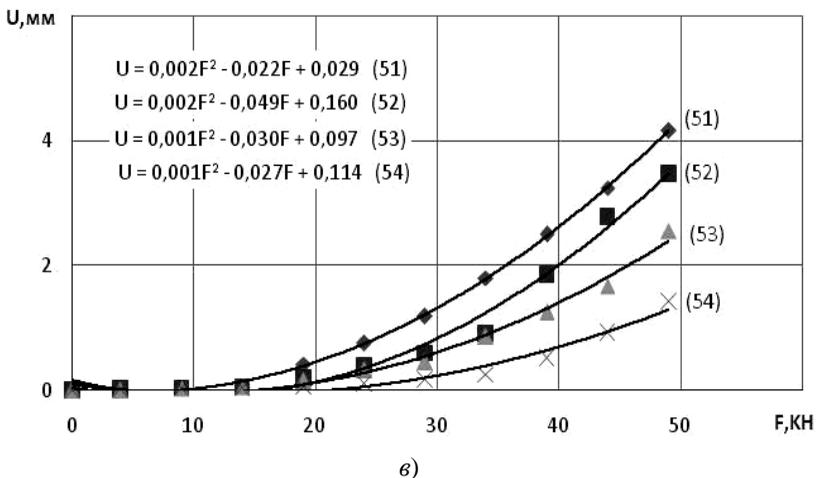


Рис. 8.33. Продолжение

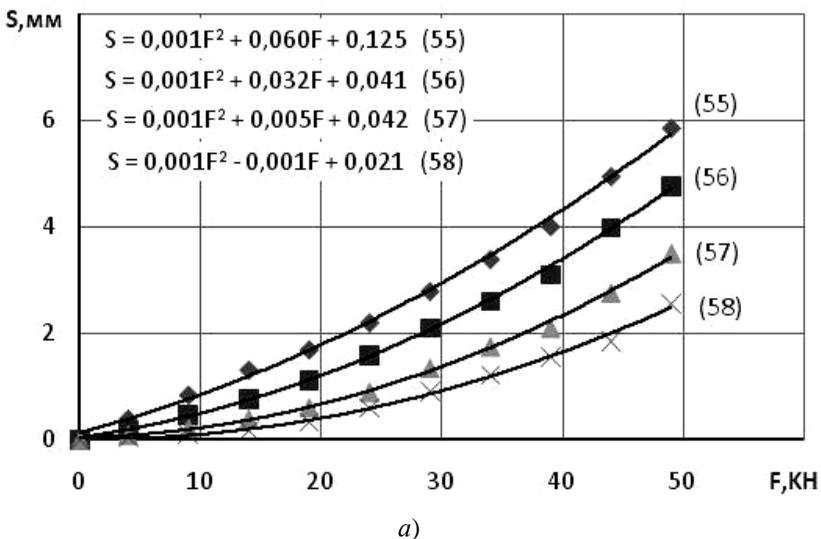
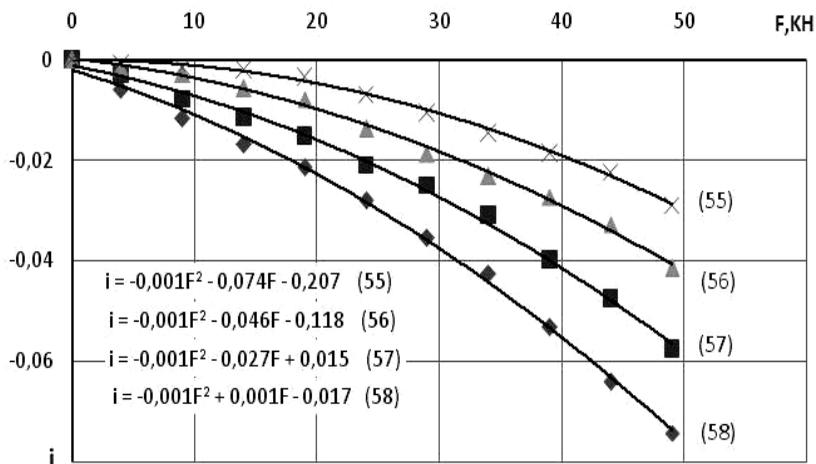


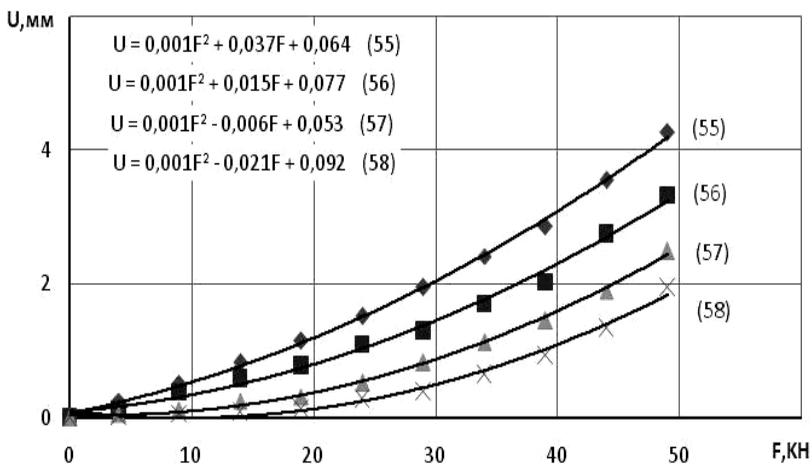
Рис. 8.34. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм;

$D_2 = 100$ мм; $h = 100$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0,25$;

$L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 5^\circ$



б)



б)

Рис. 8.34. Продолжение

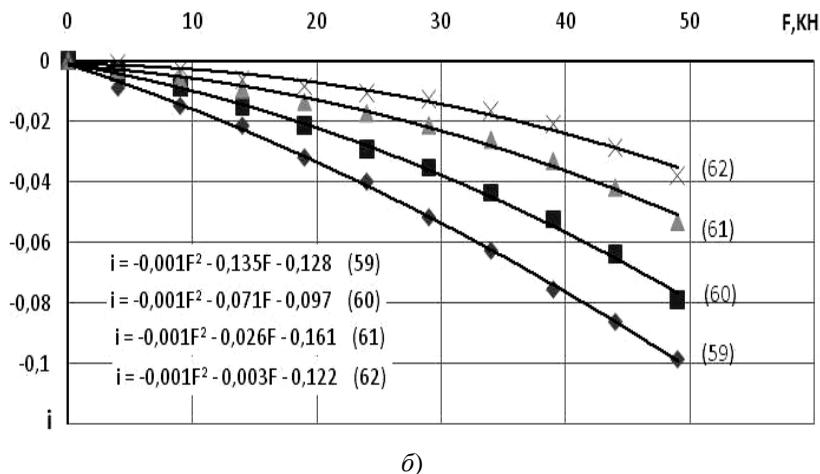
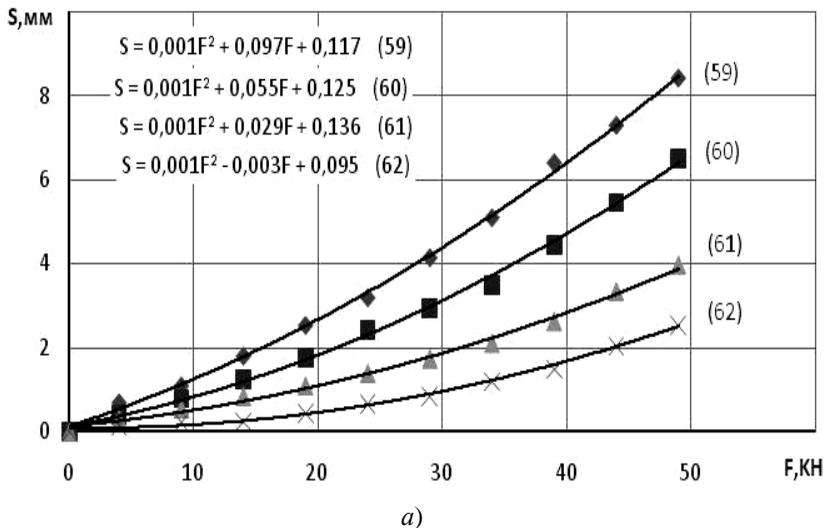


Рис. 8.35. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 100$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = 0,5$; $L = 150; 200; 300; 400$ мм и $\delta = 10^\circ$

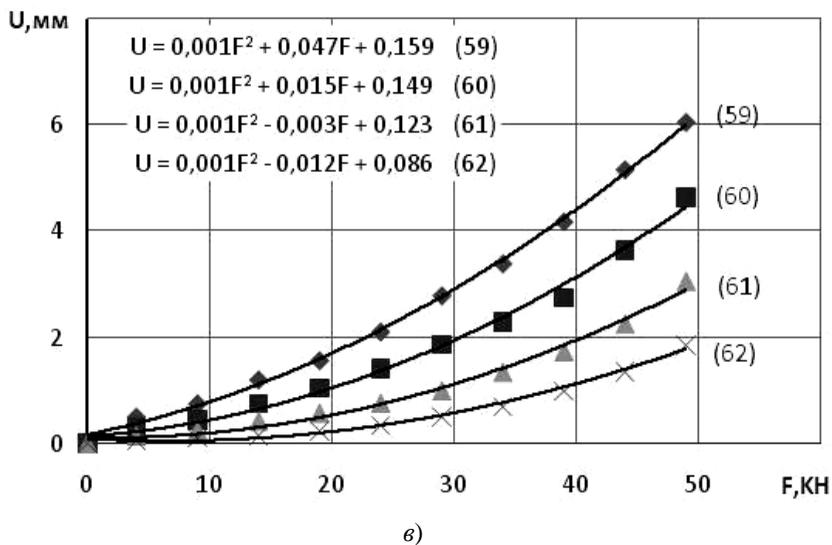


Рис. 8.35. Продолжение

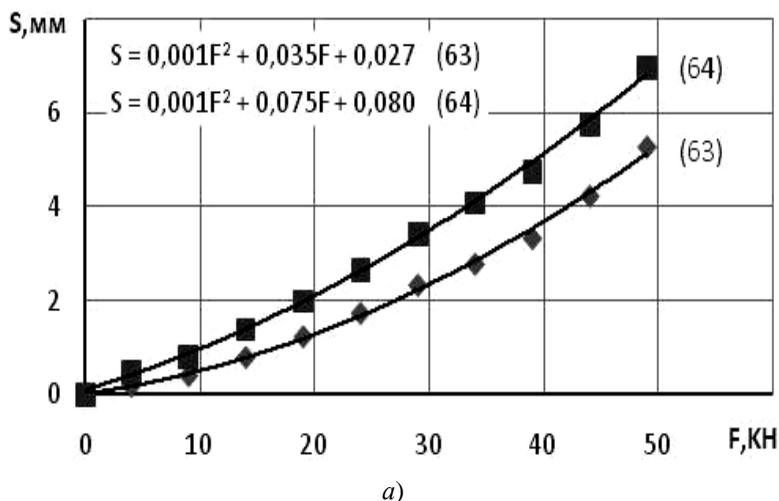
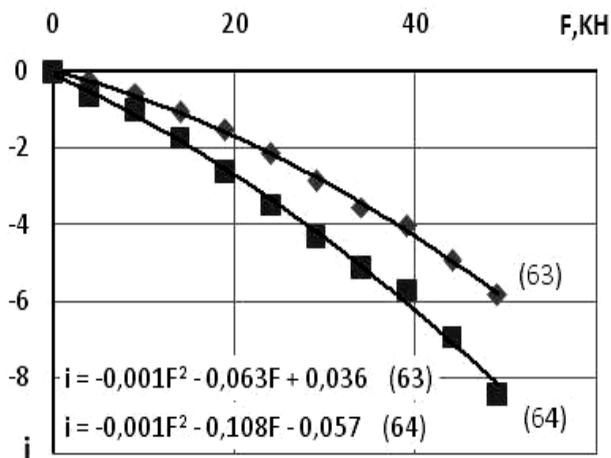
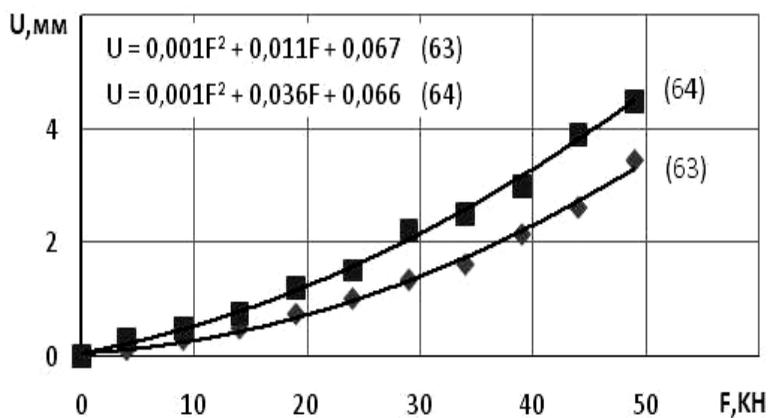


Рис. 8.36. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в) от нагрузки на цилиндрический штамп $D_1 = 100$ мм; $D_2 = 100$ мм; $h = 100$ мм; $\rho = 1,6$ г/см³; $e_0 = -0,25; -0,5$; $L = 400$ мм и $\delta = -5^\circ, -10^\circ$



б)

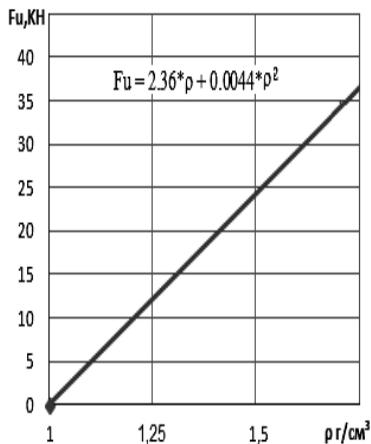


е)

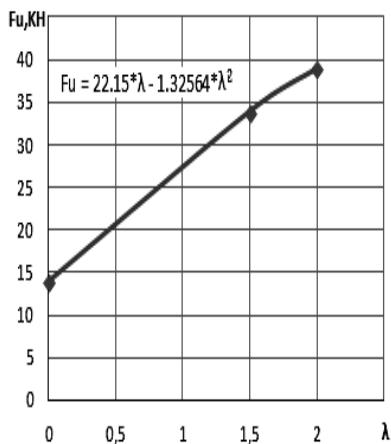
Рис. 8.36. Продолжение

8.6. ЗАВИСИМОСТЬ РАЗРУШАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ ОТ ПЛОТНОСТИ ПЕСКА

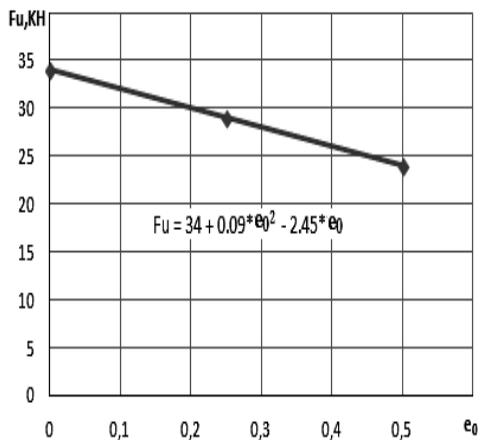
Графики Аль-Бухейти Али Яхья Нассера



а)



б)



в)

Рис. 8.37. Графики зависимости разрушающей силы от плотности основания (а); относительного заглубления (б) и относительного эксцентриситета (в) при $D_2 = 100$ мм; $L = 100$ мм

Графики Чхорн Боти

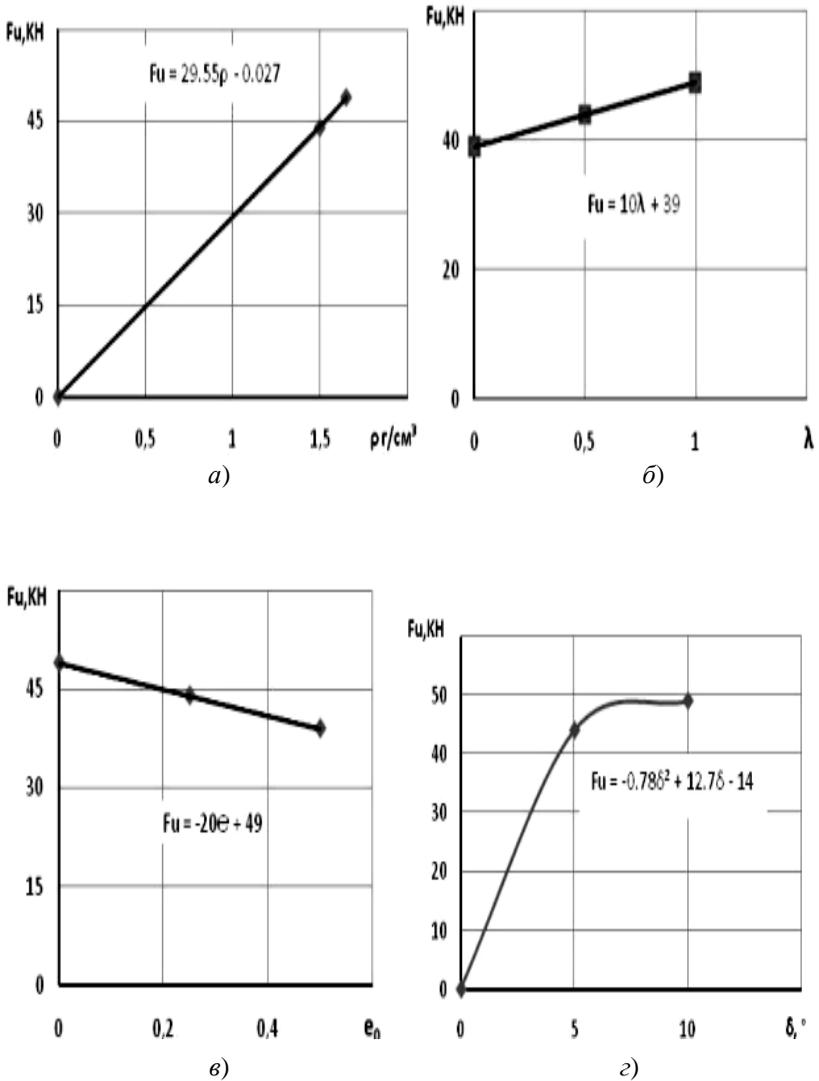
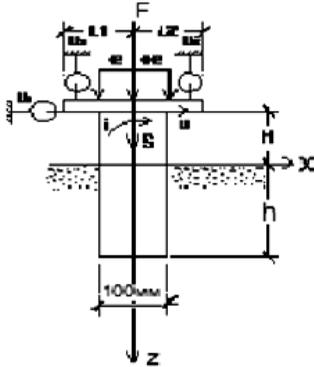


Рис. 8.38. Графики зависимости разрушающей силы $F_u = F_u(\lambda, e_0, \rho, \delta)$ от плотности основания (а); относительного заглубления (б); относительного эксцентриситета (в) и угла наклона силы (г)

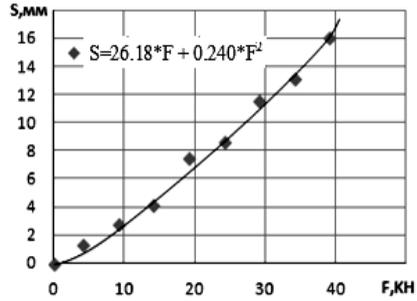
8.7. ЗАВИСИМОСТЬ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ МОДЕЛИ ОТ ВЕЛИЧИНЫ НАГРУЗКИ

Графики Аль-Бухейти Али Яхья Нассер

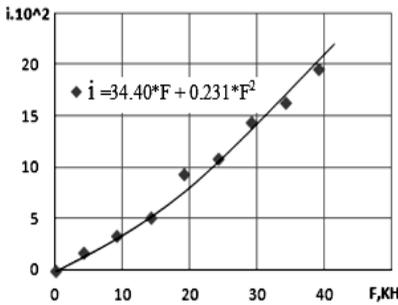
Опыт № 1



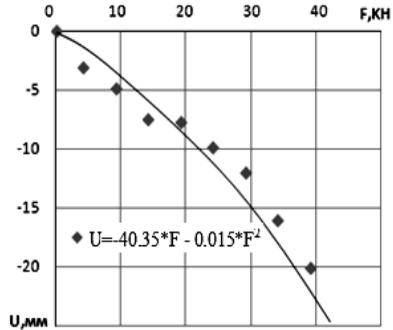
а)



б)

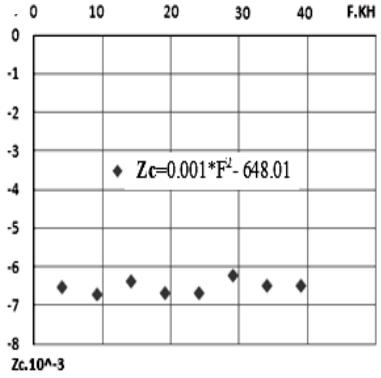
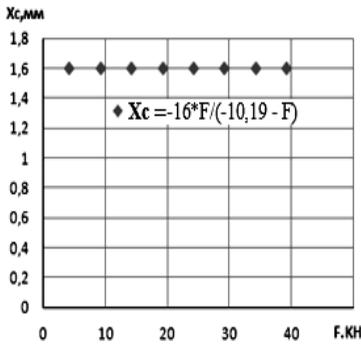


е)



з)

Рис. 8.39. Схема нагруженного фундамента (а); графики зависимости осадки (б), крена (е), горизонтального перемещения (з), относительных координат мгновенной оси вращения \bar{x}_c (д) и \bar{z}_c (е) от нагрузки цилиндрического штампа (а) при $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$

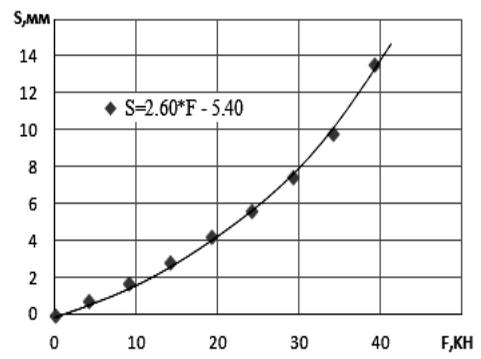
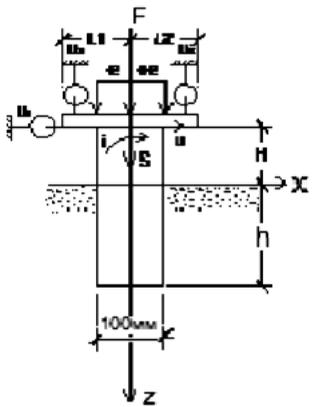


д)

е)

Рис. 8.39. Продолжение

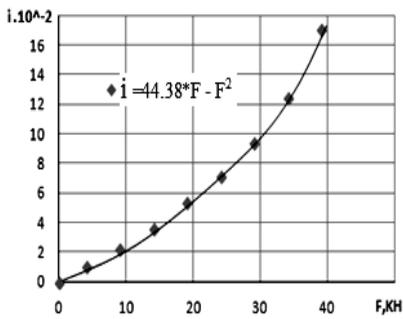
О П Ы Т № 2



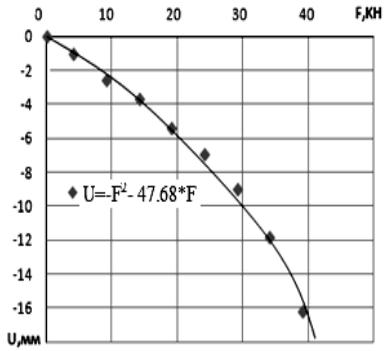
а)

б)

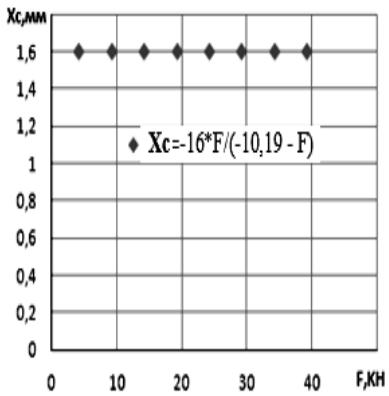
Рис. 8.40. Схема нагруженного фундамента (а); графики зависимости осадки (б), крена (в), горизонтального перемещения (г), относительных координат мгновенной оси вращения \bar{x}_c (д) и \bar{z}_c (е) от нагрузки цилиндрического штампа (а) при $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$



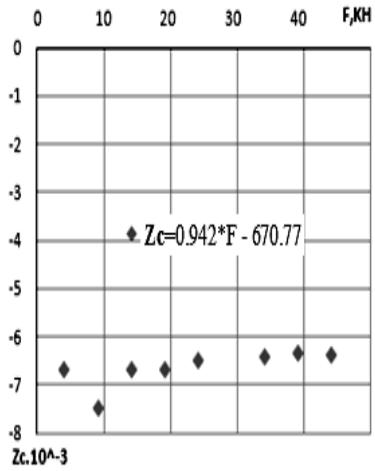
b)



z)



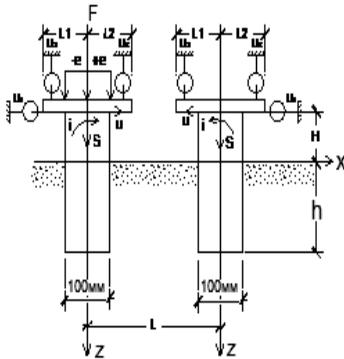
d)



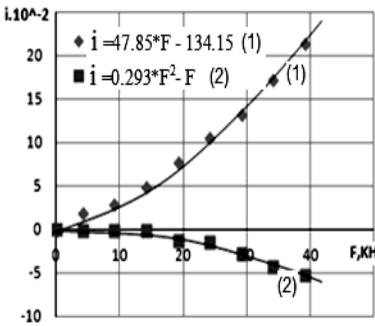
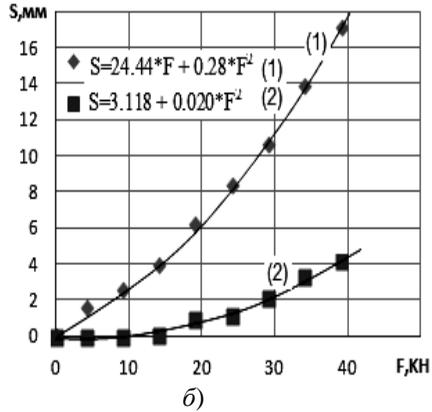
e)

Рис. 8.40. Продолжение

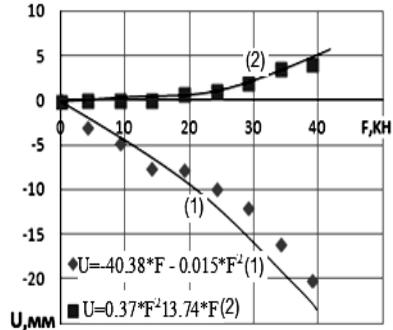
Опыт № 3



a) a')

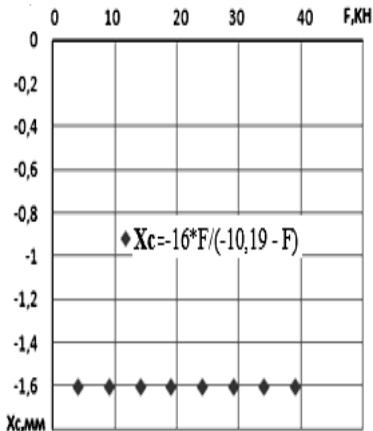


e)

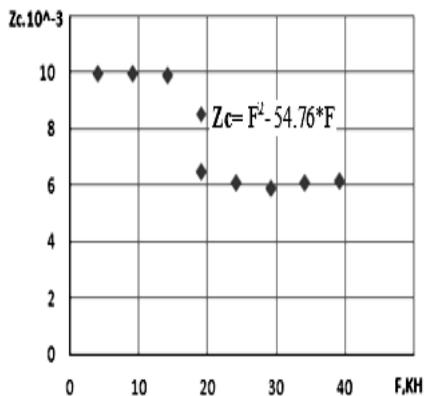


z)

Рис. 8.41. Схема нагруженного (a) и ненагруженного (a') фундаментов; графики зависимости осадки (б), крена (е), горизонтального перемещения (z), относительных координат мгновенной оси вращения \bar{x}_c (д) и \bar{z}_c (e) от нагрузки цилиндрического штампа (a) при $L = 100$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$



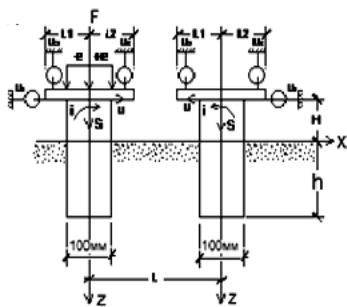
д)



е)

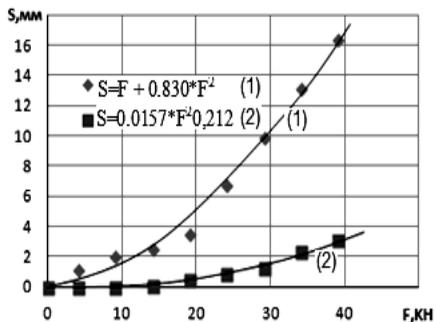
Рис. 8.41. Продолжение

О П Ы Т № 4



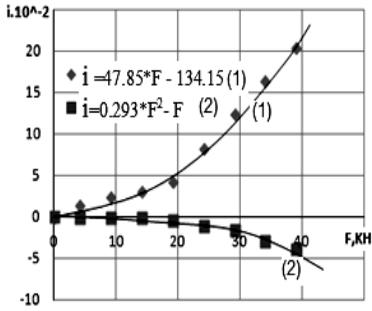
а)

а')

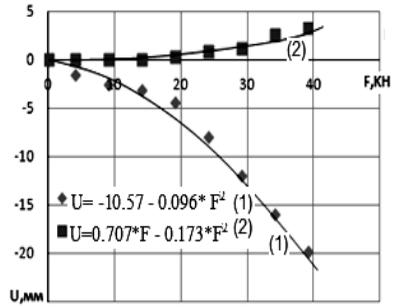


б)

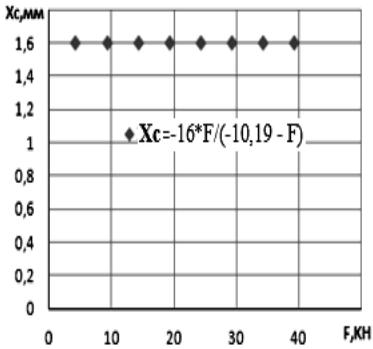
Рис. 8.42. Схема нагруженного (а) и ненагруженного (а') фундаментов; графики зависимости осадки (б), крена (в), горизонтального перемещения (z), относительных координат мгновенной оси вращения \bar{x}_c (д) и \bar{z}_c (е) от нагрузки цилиндрического штампа (а) при $L = 200$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$



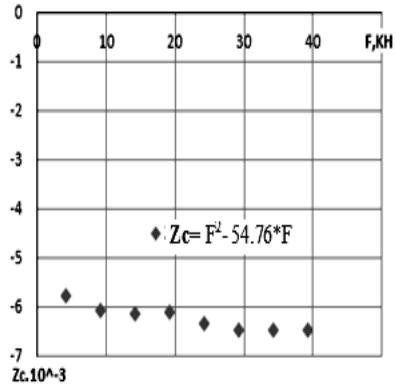
б)



з)



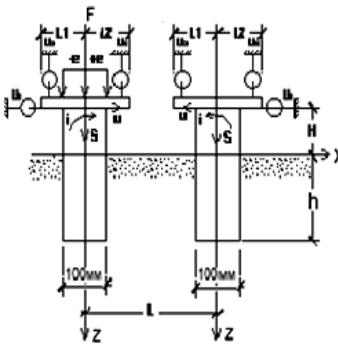
д)



е)

Рис. 8.42. Продолжение

Опыт № 5



a) a')

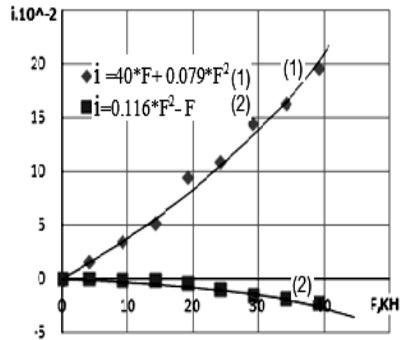
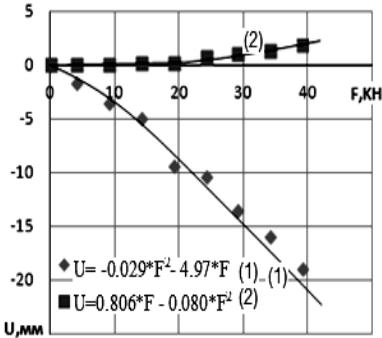
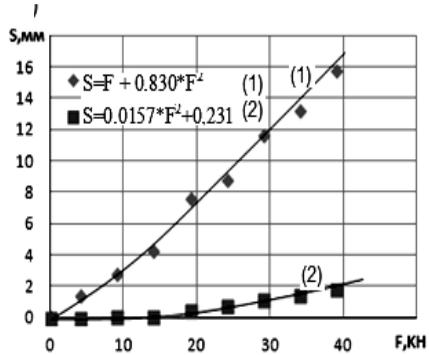


Рис. 8.43. Схема нагруженного (a) и ненагруженного (a') фундаментов, графики зависимости осадки (б), крена (e), горизонтального перемещения (z), относительных координат мгновенной оси вращения \bar{x}_c (d) и \bar{z}_c (e) от нагрузки цилиндрического штампа (a) при $L = 300$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$

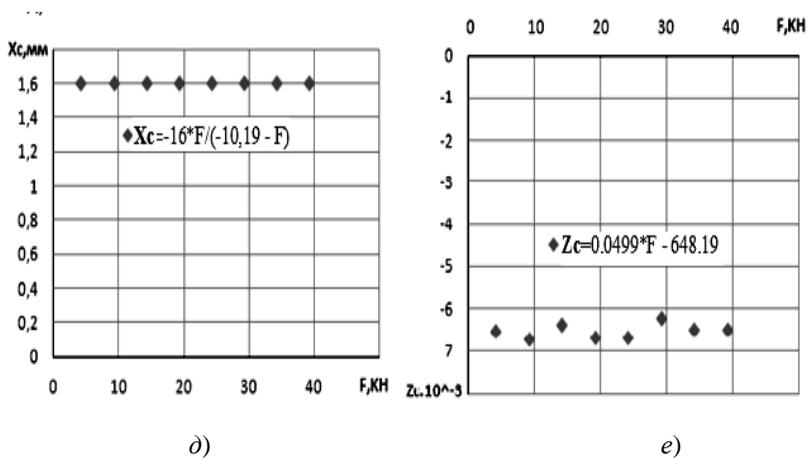


Рис. 8.43. Продолжение

Опыт № 6

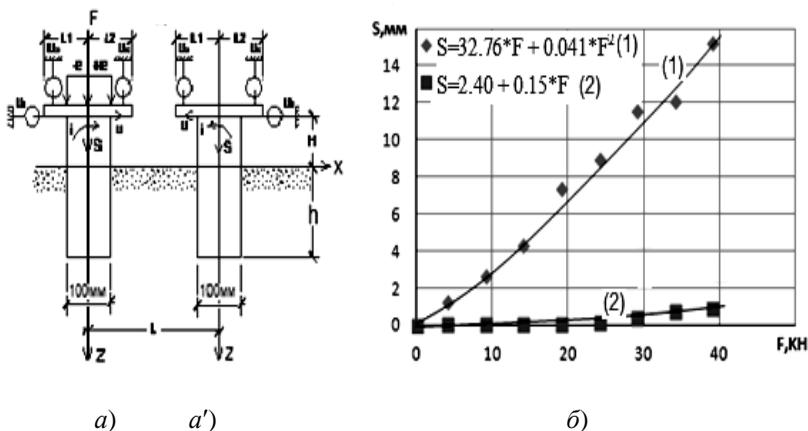
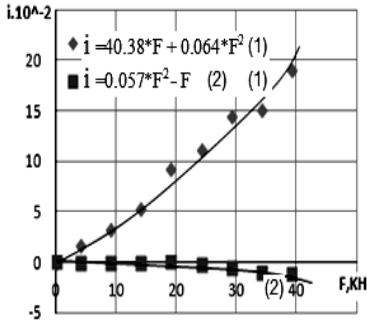
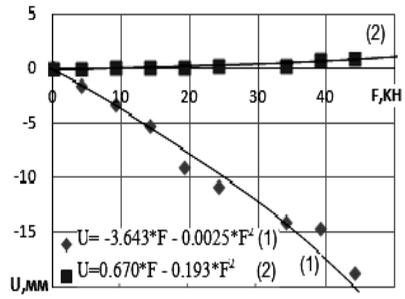


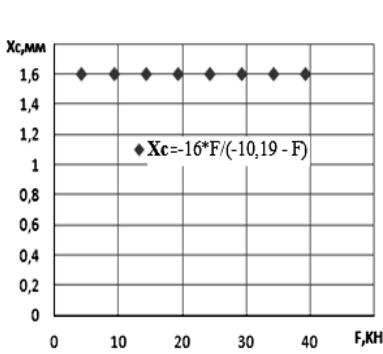
Рис. 8.44. Схема нагруженного (а) и ненагруженного (а') фундаментов, графики зависимости осадки (б), крена (в), горизонтального перемещения (з), относительных координат мгновенной оси вращения \bar{x}_c (д) и \bar{z}_c (е) от нагрузки цилиндрического штампа (а) при $L = 400$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$



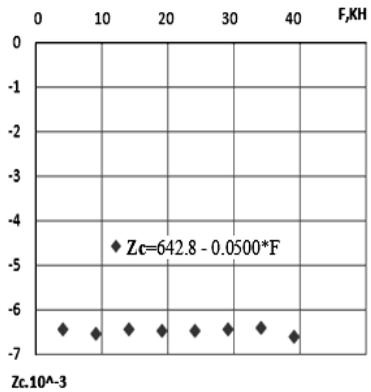
б)



з)



д)



е)

Рис. 8.44. Продолжение

Опыт № 7

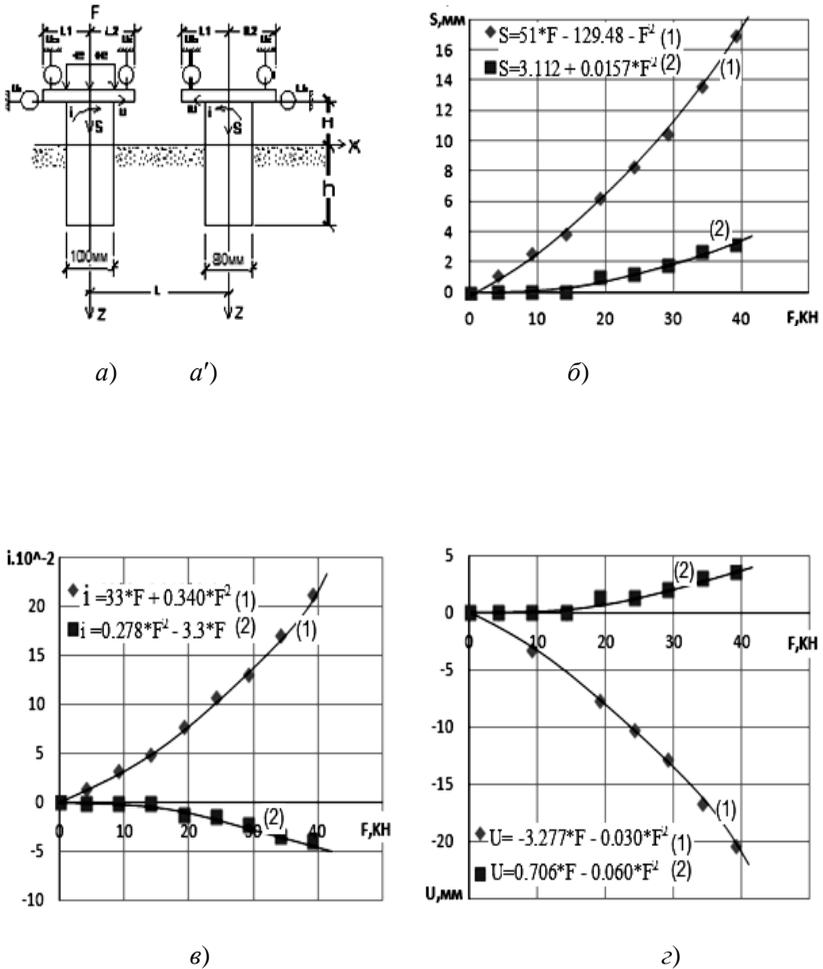
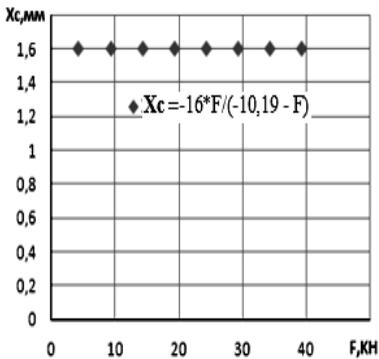
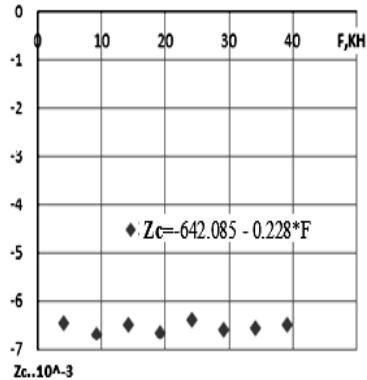


Рис. 8.45. Схема нагруженного (а) и ненагруженного (а') фундаментов; графики зависимости осадки (б), крена (в), горизонтального перемещения (г), относительных координат мгновенной оси вращения \bar{x}_c (д) и \bar{z}_c (е) от нагрузки на цилиндрический штамп (а) при $L = 100$ мм; $h = 150$ мм; $\rho = 1,5$ г/см³; $e_0 = 0$



д)



е)

Рис. 8.45. Продолжение

Выводы

1. Взаимное влияние фундаментов определяли различными способами (Б. И. Далматов, 1981). В основу расчетов принимали разные модели грунтовых оснований. Вследствие этого результаты определенных значительно различаются.

Это влияние зависит от формы и размеров фундаментов, действующих нагрузок, жесткости элементов здания и их соединений, грунтовых условий и др. Учесть их чрезвычайно сложно.

2. Приведенные результаты экспериментов с моделями фундаментов расширяют и углубляют имеющуюся информацию о механизме взаимодействия близко расположенных фундаментов. Они могут быть использованы при уточнении существующих методов расчета (В. В. Леденёв, Тхи Тью Хонг Ань, 2015).

Список литературы к 8 главе

1. **Василенко, А. С.** О расчете по деформациям линейно и нелинейно деформируемых оснований взаимопримыкающих зданий / А. С. Василенко // Экспериментально теоретические исследования процессов упругопластического деформирования оснований и фундаментов: межвузовский сборник. – Новочеркасск : НПИ, 1980. – С. 47 – 58.
2. **Караулов, А. М.** Несущая способность оснований осесимметричных фундаментов зданий и сооружений : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / А. М. Караулов. – СПб., 2009. – 46 с.
3. **Крутов, В. И.** Фундаменты мелкого заложения : монография / В. И. Крутов, Е. А. Сорочан, В. А. Ковалев. – М. : АСВ, 2009. – 232 с.

4. **Леденёв, В. В.** Экспериментальные исследования несущей способности основания круглых и кольцевых фундаментов в условиях стесненных поперечных деформаций / В. В. Леденёв, В. М. Струлев // Вестник ОН РААСН. – 2008. – Вып. 12. – С. 143 – 151.

5. **Леденёв, В. В.** Несущая способность песчаного основания в условиях стесненных поперечных деформаций / В. В. Леденёв, В. М. Струлев, А. А. Зайцев // Состояние современной строительной науки : сб. науч. тр. – Полтава : Полтавский ЦНТЭИ, 2007. – С. 153 – 155.

6. **Леденёв, В. В.** Влияние инженерно-геологических условий Тамбова на деформацию зданий / В. В. Леденёв, И. Л. Васильев, А. Л. Туманян // Усиление оснований и фундаментов аварийных зданий и сооружений : материалы Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза : Приволжский дом знаний, 2000. – С. 33 – 36.

7. **Леденёв, В. В.** Взаимное влияние рядом расположенных зданий / В. В. Леденёв, Ю. А. Клинков // Строительные конструкции 2000 : сб. материалов Всерос. науч.-практ. конф. молодых ученых. Ч. 3. Конструкции из дерева и пластмасс. Строительная механика. – М. : Моск. гос. строит. ун-т. – С. 54 – 61.

8. **Леденёв, В. В.** Повреждения зданий от влияния пристраиваемых / В. В. Леденёв, Ю. А. Клинков, В. М. Струлев // Повышение качества строительных работ, материалов и проектных решений : материалы Междунар. науч.-техн. конф. – Брянск : БГИТА, 2000. – Вып. 2. – С. 132 – 136.

9. **Леденёв, В. В.** Взаимное влияние рядом расположенных фундаментов, зданий и сооружений / В. В. Леденёв, В. В. Емельянов, И. А. Комаров, Я. В. Савинов // Дефекты зданий и сооружений, усиление строительных конструкций : материалы VIII науч.-метод. конф. ВИТУ. – С. 27 – 31.

10. **Леденёв, В. В.** Распределительная способность грунтов и взаимное влияние подземных конструкций / В. В. Леденёв, З. Х. Нгуен // Строительная механика и конструкции. – 2013. – № 1(6).

11. **Рекомендации** по расчету осадок, кренов и усилий в фундаментах существующих промышленных зданий от влияния вновь пристраиваемых зданий и сооружений // Харьковский Промстройинипроект. – М. : Стройиздат, 1987. – 104 с.

12. **Рекомендации** по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки. Правительство Москвы. МосКомархитектура. – М. : Стройиздат, 1999. – 55 с.

13. **Сотников, С. Н.** Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / С. Н. Сотников, В. Г. Симагин, В. П. Вершинин. – М. : Стройиздат, 1986. – 94 с.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ



1. При планировании экспериментальных работ главным ориентиром были проблемы надежности, включающие такие составляющие как безотказность, долговечность, ремонтпригодность и сохраняемость.

2. В экспериментах с моделями фундаментов определяли функции влияния: размеров и формы моделей, эксцентриситета, угла наклона, уровня нагрузки, физико-механических характеристик грунта, состояния контактной поверхности, скорости нагружения и др.

3. Функции влияния рекомендуется использовать как множители к нормативным формулам. Регулируя параметрами влияния, можно получить оптимальные технические решения.

4. Полученные в опытах материалы могут быть использованы для уточнения расчетных моделей грунта и проверки теоретических решений.

5. Учет совместной работы основания, фундаментов и здания является одной из наиболее важных научно-технических проблем. Она усложняется учетом различных дефектов и повреждений.

6. Взаимное влияние фундаментов, зданий и сооружений часто является причиной появления повреждений. Результаты выполненных экспериментов и полученные на их основе функциональные зависимости могут служить основой для теоретических и практических разработок.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Глава 4. КРУГЛЫЕ И КОЛЬЦЕВЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПЛОСКОЙ СИСТЕМЫ СИЛ	3
4.1. Состояние вопроса	3
4.2. Воздействие на штамп вертикальной внецентренной нагрузки	9
4.3. Воздействие на штампы наклонной, центральной и внецентренной нагрузок	20
4.4. Контактные напряжения и характер разрушения фундаментов	35
4.5. Деформация основания круглых и кольцевых фундаментов	45
4.6. Влияние влажности основания и условия передачи нагрузки на осадку круглых и кольцевых штампов с одинаковой площадью контакта	50
4.7. Влияние наклонных консолей круглых и кольцевых штампов на несущую способность песчаного основания при заглублении	55
4.8. Влияние повторности нагружения на перемещения и несущую способность основания	59
4.9. Исследования фундаментов с несимметричной формой внутреннего выреза	67
Список литературы к 4 главе	75
Глава 5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТОВ	78
5.1. Ранее выполненные исследования оснований	78
5.2. Деформирование и разрушение основания	88
5.3. Реологические испытания глинистых грунтов	110
5.4. Реологические испытания песчаных грунтов	120
5.4.1. Испытания на ползучесть и длительную прочность	120

5.4.2. Влияние уровня нагружения на ползучесть песка	131
5.4.3. Развитие осадок песчаного основания во времени	136
5.5. Экспериментальные исследования горизонтальных напряжений в песчаном основании	143
5.6. Экспериментальное исследование работы рамных фундаментов	148
5.7. Испытания конических свай	152
Список литературы к 5 главе	161

Глава 6. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ П-ОБРАЗНЫХ СТАЛЬНЫХ РАМ 163

6.1. Напряженно-деформированное состояние П-образной стальной рамы	163
6.2. Недеформируемое (жесткое) основание рамы	163
6.3. Работа на песчаном основании при симметричной нагрузке	176
6.4. Рама на песчаном основании при несимметричном приложении нагрузки	178
6.5. Исследование влияния конструкции узлов на напряжения и деформации испытываемой рамы	183
Список литературы к 6 главе	194

Глава 7. ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ОГРАЖДАЮЩИХ СТЕНОК 196

7.1. Предварительные замечания	196
7.2. Методика проведения экспериментов	196
7.3. Влияние нагруженного штампа на перемещения разноудаленных моделей фундаментов и свай	197
7.4. Перемещения гибких стенок, вызванные загрузкой штампа	199
7.5. Определение величины распора грунта от давления штампа	

7.6. Влияние ограждающих стенок на несущую способность и перемещения фундаментов	200
Список литературы к 7 главе	214
Глава 8. ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ БЛИЗЛЕЖАЩИХ ФУНДАМЕНТОВ	215
8.1. Расстояние между фундаментами	215
8.2. Диаметр фундаментов	239
8.3. Плотность грунта	247
8.4. Заглубление модели фундаментов	253
8.5. Эксцентриситет и угол наклона силы к вертикали	259
8.6. Зависимость разрушающей нагрузки от плотности песка	270
8.7. Зависимость перемещений модели от величины нагрузки	272
Список литературы к 8 главе	282
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	284

Научное издание

ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич

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

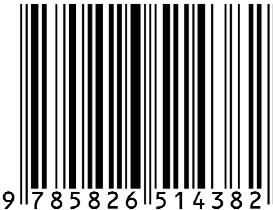
Т о м 2

Монография

Редактор И. В. Калистратова

Компьютерное макетирование М. А. Евсейчевой

ISBN 978-5-8265-1438-2



Подписано в печать 01.09.2015.
Формат 60 × 84/16. 16,74 усл. печ. л.
Тираж 400 экз. (1-й з-д 55). Заказ № 365

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