

М. В. МАЛЫШЕВ

Расчет несущей способности оснований сооружений

Согласно ныне действующим НиТУ проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений (НиТУ 127-55) для зданий и сооружений при наличии регулярно действующих горизонтальных нагрузок расчет их оснований должен производиться по устойчивости. При этом заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации N должна быть менее несущей способности основания для данного направления нагрузки Φ . Определение несущей способности Φ рекомендуется производить на основе теории предельно-напряженного состояния грунтовой среды. В настоящей статье рассматривается простой прием для определения несущей способности оснований, позволяющий использовать результаты решения плоской задачи статики сыпучей среды, полученного В. В. Соколовским [1].

Задача об определении величины предельного давления, которое может быть воспринято основанием, решенная В. В. Соколовским, соответствует случаю наклонной нагрузки, при наличии грунта основания, обладающего сцеплением c , а также пригрузки сбоку фундамента. Для практических расчетов В. В. Соколовским рекомендован приближенный способ [2] определения несущей способности основания из несомого грунта, обладающего трением и сцеплением, который основан на допущении о возможности суммирования результатов определения несущей способности основания, составленного несомым идеально сыпучим грунтом $c = 0$, $\gamma_0 \neq 0$, $\varphi \neq 0$ и несомым связным грунтом ($c \neq 0$, $\gamma_0 = 0$, $\varphi \neq 0$)*. Здесь c — сцепление, γ_0 — объемный вес грунта основания, φ — угол внутреннего трения.

Для того, чтобы определить необходимую величину несущей способности основания Φ в случае действия на фундамент наклонной эксцентрично приложенной силы N при различной величине заглубления его в грунт основания справа и слева (рис. 1), можно воспользоваться излагаемым ниже несложным графоаналитическим приемом. Предель-

ное значение ординаты эпюры реактивного давления p выражается формулой (рис. 2)

$$p = k_1 \gamma_0 h_1 + k_2 c + k_3 \gamma_0 x. \quad (1)$$

Коэффициенты k_1 , k_2 , k_3 приводятся в табл. 1 и заимствованы нами из работы В. В. Соколовского [2]. Они зависят от величины наклона равнодействующей полного давления к вертикали.

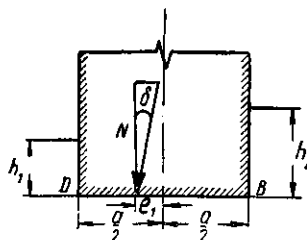


Рис. 1. Нагрузка на фундамент

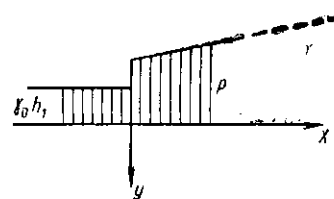


Рис. 2. Предельная эпюра по Соколовскому

При решении задачи о предельном равновесии среды В. В. Соколовским обычно рассматривался случай полубесконечной нагрузки, что соответствует фундаменту неограниченной ширины. В действительности же фундаменты имеют вполне конечную ширину a и это обстоятельство, естественно, должно учитываться в расчете. Если нагрузка на фундамент вертикальна и симметрична, а пригрузка с обеих сторон его одинакова, то, как показывают опыты, может произойти либо одностороннее, либо двухстороннее выпирание. При этом, как показывают экспериментальные исследования [3], несущая способность остается практически одной и той же. В данном случае мы рассмотрим схему с двухсторонним выпиранием. Как известно, для симметричной нагрузки возможны две схемы выпирания, одна из которых была рассмотрена в свое время Прандтлем (рис. 3,а), а вторая Хиллом (рис. 3,б) [4]. Для грунтов схема, аналогичная схеме Хилла, данной им применительно к идеально-пластичному телу, была рассмотрена М. И. Горбуновым-Посадовым [5]. Интересно отметить, что в наших экспериментах, проведенные в ВОДГЕО в 1948—1949 гг., результаты ко-

* В настоящей статье нами введены обозначения, принятые в НиТУ 127-55.

Таблица 1

β^0	φ^0					
		0	10	20	30	40
0	k_1	1	2,47	6,4	18,4	64,2
	k_2	5,14	8,34	14,8	30,1	75,3
	k_3	0	0,46	2,94	16,2	76,4
	k_4	1	2,47	6,4	18,4	64,2
	k_5	5,14	8,34	14,8	30,1	75,3
	k_6	0	0,46	2,94	16,2	76,4
10	k_1	—	1,50	4,65	12,9	42,4
	k_2	—	2,84	10	20,6	49,3
	k_3	—	0,17	1,32	6,91	37,3
	k_4	—	1,65	7,79	23,9	90,5
	k_5	—	3,69	18,7	39,7	105
	k_6	—	0,61	5,43	27,3	136
20	k_1	—	—	2,09	7,97	25,4
	k_2	—	—	3	12,1	29,1
	k_3	—	—	0,32	2,72	15,2
	k_4	—	—	3,05	28,3	117
	k_5	—	—	5,64	47,3	139
	k_6	—	—	5,59	40	160
30	k_1	—	—	—	2,75	13,1
	k_2	—	—	—	3,02	24,4
	k_3	—	—	—	0,43	4,28
	k_4	—	—	—	6,70	141
	k_5	—	—	—	9,85	167
	k_6	—	—	—	35,8	251
40	k_1	—	—	—	—	3,42
	k_2	—	—	—	—	2,88
	k_3	—	—	—	—	0,49
	k_4	—	—	—	—	18,8
	k_5	—	—	—	—	21,2
	k_6	—	—	—	—	195

торых опубликованы [3], иногда встречались опыты, которые указывали на возможность применения такой схемы. Для подтверждения этого обстоятельства мы здесь воспроизводим не опубликованный ранее результат одного из опытов (рис. 4). Опыт проводился с жестким центрально нагруженным слегка наклонной нагрузкой штампом, расположенным на

поверхности. Результат свидетельствует о существовании под штампом упругого ядра. На рис. 5 изображены зоны предельного состояния 1, зона не предельного состояния 3 и зоны, в которых теоретически имеет место минимально-напряженное предель-

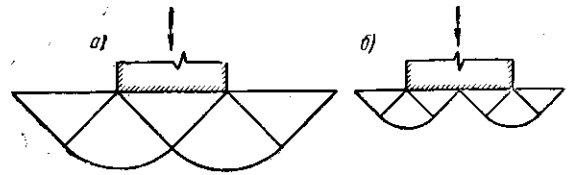


Рис. 3. а — выпирание по Прандтлю; б — выпирание по Хиллу

ное состояние 2, но которые обычно входят в состав ядра. Однако очертание ядра при принятой схеме несколько иное, чем получалось в опытах, где

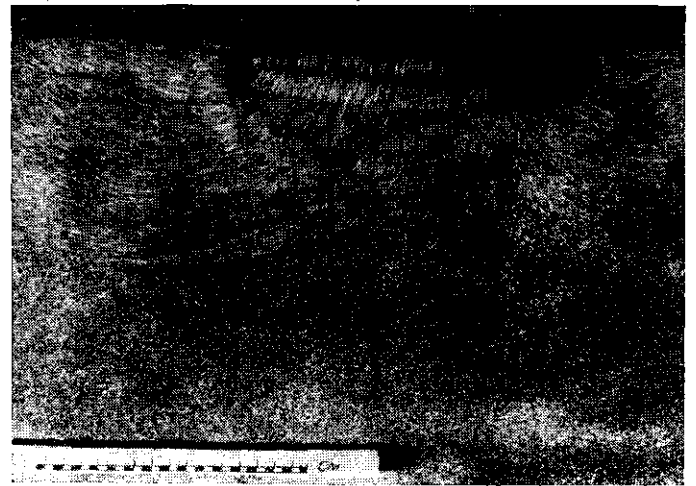


Рис. 4. Результат опыта по фотофиксированию траекторий смещений частиц песчаного грунта под жестким незаглубленным штампом

ядро было сплошным, и поэтому можно предположить, что получаемая несущая способность будет несколько ниже действительной. Учитывая это, мы применили указанную схему для определения несущей

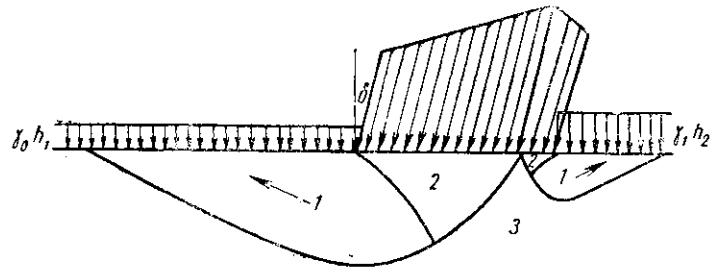


Рис. 5. Расчетная схема выпирания из-под фундамента: 1 — зоны предельного состояния; 2 — упругое ядро или зона предельного минимально напряженного состояния; 3 — зона не предельного состояния

щей способности основания, нагрузка на которое наклонна, несимметрична и пригрузка по бокам не одинакова. Следует отметить, что эта схема предполагает возможность выпирания в обе стороны от

фундамента. Это явление для сдвигаемого штампа наблюдалось в опытах В. К. Ремизникова [6].

Как уже указывалось, решение В. В. Соколовского соответствует полубесконечной нагрузке. Если использовать схему выпирания, о которой говорилось выше, то предельная эпюра будет иметь вид, представленный на рис. 6. Поэтому вычислений по формуле (1) будет недостаточно, так как необходимо знать ординаты, соответствующие правой части предельной эпюры. Для их вычисления следует воспользоваться формулой, аналогичной ранее записанной:

$$p = k_4 \gamma_0 h_2 + k_5 c + k_6 \gamma_0 (a - x). \quad (2)$$

Таким образом, для построения предельной эпюры нормальных напряжений следует положить в формуле (1) $x=0$, $x=a$ и получить соответственно $p_1=Dd_1$ и $p_2=Bb_1$ (рис. 6), а в формуле (2), $x=a$,

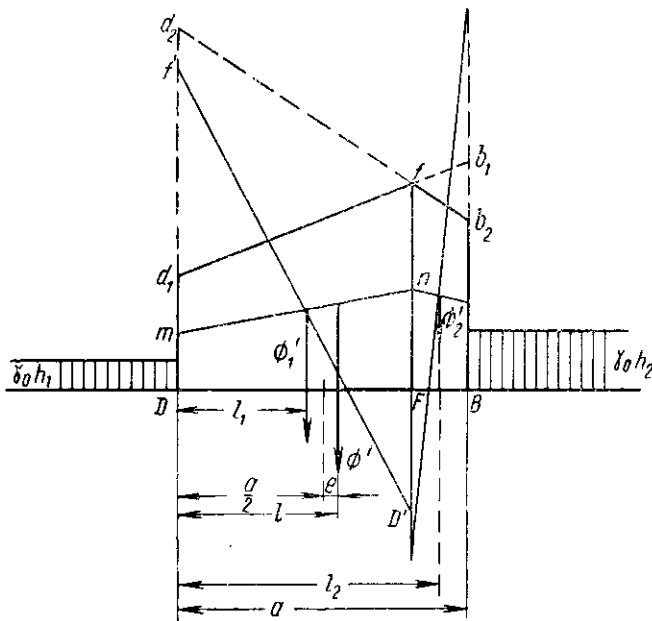


Рис. 6. Построение предельной эпюры нормальных давлений

$x=0$ и получить соответственно $p_3=Bb_2$ и $p_4=Dd_2$. Значения коэффициентов k_4 , k_5 , k_6 также приведены в табл. 1. Они досчитаны нами по формулам, приведенным в [1]*. Касательные напряжения τ во всех точках под фундаментом выражаются через нормальные с помощью зависимости

$$\tau = p \operatorname{tg} \delta. \quad (3)$$

Отыскав p_1 , p_2 , p_3 , p_4 и отложив их графически в масштабе (рис. 6), находим точку пересечения f линий d_1b_1 и d_2b_2 , ограничивающих ординаты предельных эпюр. Расстояние DF замеряется графически. Далее, полагая $x=DF$, можно по формуле (1) найти $p_5=Ff$.

После этого отыскивается величина равнодействующей предельной эпюры реактивных давлений и точка ее приложения. Величина равнодействующей

* Коэффициенты k_4 и k_5 определяются из формулы (2.41), стр. 187 [1], а k_6 — путем приближенного интегрирования системы уравнений (4.05), (4.06), стр. 162 [1], с учетом (4.27) стр. 179 [1].

представляется суммой площадей левой Dd_1, fF и правой Ff, b_2B трапеций, т. е.

$$\Phi_1' + \Phi_2' = \Phi', \quad (4)$$

причем

$$\Phi_1' = \frac{1}{2} (Dd_1 + Ff) DF; \quad \Phi_2' = \frac{1}{2} (Bb_2 + Ff) FB. \quad (5)$$

Абсциссы центров тяжести площадей этих трапеций, т. е. точек приложения сил Φ_1' и Φ_2' найдутся с помощью известного графического построения. Для нахождения положения центра тяжести левой трапеции Dd_1, fF по вертикали откладывается в масштабе вверх от точки d_1 отрезок $Ff = d_1f'$ и вниз от точки F отрезок $Dd_1 = FD'$. Точки f' и D' соединяются между собой отрезком прямой. Затем проводится прямая mn , соединяющая середины отрезков Dd_1 и Ff . Пересечение mn и $f'D'$ определяет точку приложения равнодействующей Φ_1' . С помощью аналогичного построения определяется и точка приложения Φ_2' . Расстояния от D до Φ_1' и Φ_2' измеряются графически и обозначаются соответственно через l_1 и l_2 . Координата точки приложения суммарной равнодействующей Φ' определяется из соотношения

$$l = \frac{\Phi_1' l_1 + \Phi_2' l_2}{\Phi'}. \quad (6)$$

Эксцентриситет относительно середины подошвы фундамента равен

$$e = l - \frac{a}{2}. \quad (7)$$

После этого следует сопоставить полученную эпюру с фактической, определяемой из приложенного к фундаменту усилия N и момента M относительно середины подошвы фундамента по формулам внецентренного сжатия сопротивления материалов. Совершенно очевидно, что в общем случае фактический эксцентриситет (рис. 1).

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

не равен полученному для предельного состояния, т. е. $e_1 \neq e$. Предложение о соответствующем уменьшении несущей способности основания при эксцентричной нагрузке было сделано Н. М. Герсевановым и подробно проанализировано Д. П. Дубяго [7]. Однако применение этого предложения приводит к резкому занижению несущей способности и опытами не подтверждается. Поэтому для учета влияния эксцентриситета можно воспользоваться результатами экспериментальных исследований, проведенных А. А. Ничипоровичем и Н. Я. Хрусталевым [8], которые представлены на рис. 7. Здесь по оси абсцисс отложена величина относительного эксцентриситета, а по оси ординат отношение предельной сдвигающей и нормальной нагрузок. Опыты проводились на центробежной машине. Основанием служил мелкозернистый сухой песок. Сначала осуществлялась полная вертикальная нагрузка с учетом требуемой эксцентриситетности ее приложения, а затем увеличивалось сдвигающее усилие, благодаря воздействию которого производилось разрушение основания.

На рис. 7 нанесен ряд кривых. Каждой из них соответствуют разные ширины штампов и интенсивность внешней нагрузки. Если оценивать эти кривые с помощью коэффициента подобия $\frac{P_{\text{ср}}}{\gamma_0 a}$, где

$P_{\text{ср}}$ — среднее значение нормальной нагрузки, то он равен для верхней кривой 0,85 и далее по направлению вниз соответственно 1,75; 1,75; 3,50 и для нижней кривой 5,25. Для того чтобы использовать указанные результаты для нашей цели, примем

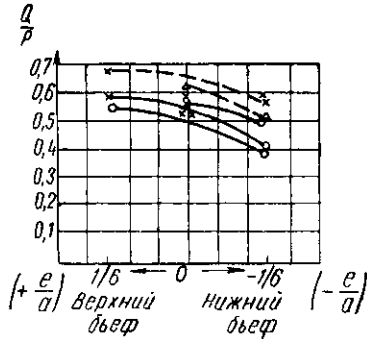


Рис. 7. Результаты опытов Ничипоровича и Хрусталева с эксцентрично нагруженными штампами

условно за единицу несущую способность при $\frac{e}{a} = +\frac{1}{6}$. Тогда несущая способность при $\frac{e}{a} = 0$ и $\frac{e}{a} = -\frac{1}{6}$ будет выражаться для каждой экспериментальной кривой числом, меньшим единицы. Поскольку нами определяется несущая способность, т. е. нагрузка, соответствующая стадии полного разрушения, то уместно воспользоваться экспериментальной кривой, которая будет давать значения коэффициентов

$$\alpha_{\frac{e}{a}=0} = \frac{Q}{P} \text{ при } \frac{e}{a} = 0 \quad \text{и} \quad \alpha_{\frac{e}{a}=-\frac{1}{6}} = \frac{Q}{P} \text{ при } \frac{e}{a} = -\frac{1}{6}$$

при коэффициенте подобия, имеющем наибольшее из возможных значений. Практически коэффициент подобия будет, видимо, всегда ниже, что будет идти в запас прочности.

Такой кривой оказывается нижняя кривая рис. 7. Она дает значения $\alpha_{\frac{e}{a}=0} = 0,91$ и $\alpha_{\frac{e}{a}=-\frac{1}{6}} = 0,69$.

По этим значениям и построена основная кривая поправочного графика — нижняя кривая на рис. 8,а. Все кривые, лежащие выше нее, получены с ее помощью путем пропорционального увеличения ординат. Для того, чтобы получить, например, кривую, для которой $\alpha = 1$ при $\frac{e}{a} = 0,05$, отыскивалось значение α по основной кривой при $\frac{e}{a} = 0,05$, которое равнялось 0,95. Все ординаты основной кри-

вой умножались после этого на $\frac{1}{0,95} = 1,05$ и получалась новая кривая.

Как уже указывалось, коэффициент $\alpha \leq 1$ представляет собой отношение

$$\alpha = \frac{\Phi}{\Phi'} \quad (8)$$

где Φ' — величина несущей способности, определенная согласно (4), и Φ — действительная несущая

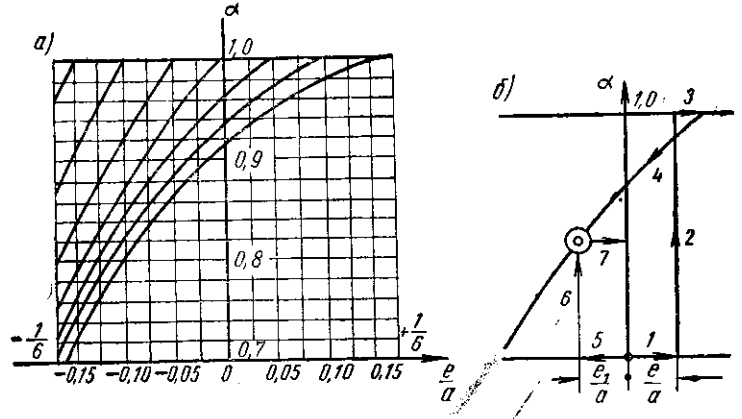


Рис. 8. График для определения коэффициента α (справа ключ пользования графиком)

способность уже не при эксцентриситете e , а при заданном эксцентриситете e_1 . Ход определения коэффициента α по графику рис. 8,а представлен на рис. 8,б, где цифры указывают порядок операции. Сначала по оси абсцисс откладывается отношение $\frac{e}{a}$, затем устанавливается ближайшая справа кривая, пересекающая ординату, равную единице при абсциссе, равной отношению $\frac{e}{a}$. По этой кривой отыскивается величина ординаты при абсциссе, соответствующей заданному отношению $\frac{e_1}{a}$, которая равна α . Искомая несущая способность Φ вычисляется по формуле

$$\Phi = \alpha \Phi' \quad (9)$$

Если мы получаем, что $e_1 > e$, то в этом случае следует принимать $\alpha = 1$. Коэффициент запаса K_3 определяется как отношение

$$K_3 = \frac{\Phi}{N}$$

где N — заданная вертикальная нагрузка на фундамент.

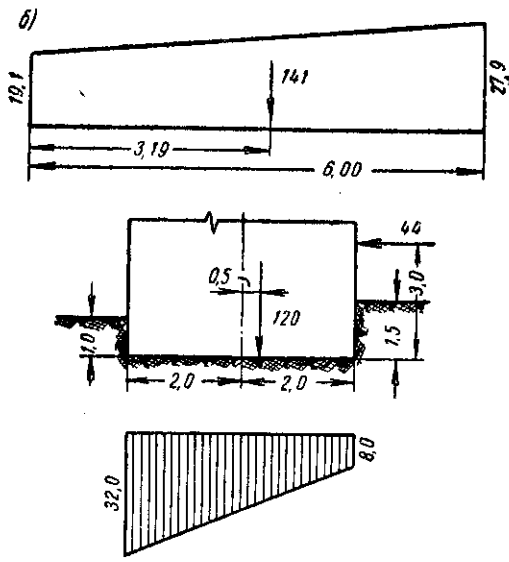
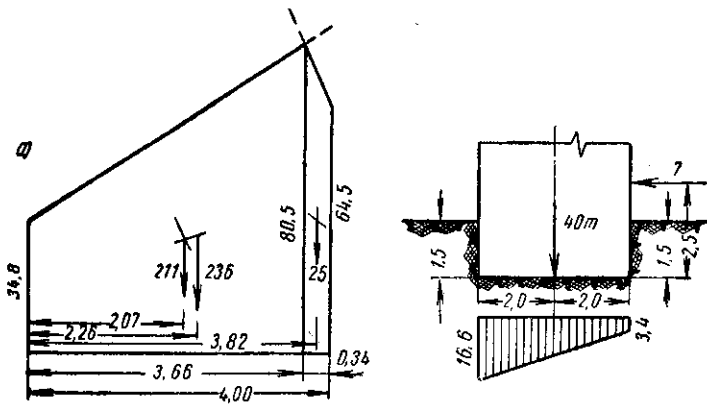
Примеры расчета.

1. Фундамент сооружения имеет ширину 4 м, заглублен (рис. 9,а) в грунт на 1,5 м. Равнодействующая вертикальной нагрузки, приходящаяся на единицу длины фундамента, приложена центрально и равна 40 т. Равнодействующая горизонтальной нагрузки приложена на высоте 2,5 м и равна 7 т. Объемный вес грунта пригрузки и основания — 1,8 т/м³, характеристики грунта основани $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$.

Требуется определить коэффициент запаса устойчивости. Интенсивность пригрузки $q = 1,8 \cdot 1,5 = 2,7 \text{ т/м}^2$. Эксцентриситет полной равнодействующей направлен в сторону сдвига и равен

$$e_1 = \frac{-7 \cdot 2,5}{40} = -0,44 \text{ м.}$$

Угол δ равен 10° , так как $\text{tg } \delta = \frac{7}{40} = 0,175$.



Для указанного грунта выписываем из табл. 1 значения коэффициентов

$$k_1 = 12,9; k_2 = 20,6; k_3 = 6,91; k_4 = 23,9; \\ k_5 = 39,7; k_6 = 27,3.$$

По формуле (1)

$$p_1 = 12,9 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 6,91 \cdot 1,8 \cdot x = 34,8 + 12,5 x$$

и по формуле (2)

$$p_2 = 23,9 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 27,3 \cdot 1,8(4 - x) = 261 - 49,1 x.$$

Координату точки пересечения обеих линий, ограничивающих эпюры p , можно найти графически или

аналитически. Находим ее в данном случае аналитически из уравнения

$$34,8 + 12,5 x = 261 - 49,1 x,$$

откуда $x = 3,66 \text{ м}$.

При $x = 3,66 \text{ м}$ p соответственно равно $80,5 \text{ т/м}^2$. Далее находим

$$\Phi_1' = \frac{34,8 + 80,5}{2} \cdot 3,66 = 211 \text{ т},$$

$$\Phi_2' = \frac{80,5 + 64,5}{2} \cdot 0,34 = 25 \text{ т.}$$

Равнодействующая $\Phi' = 211 + 25 = 236 \text{ т}$ и приложена на расстоянии

$$l = \frac{211 \cdot 2,07 + 25 \cdot 3,82}{236} = 2,26 \text{ м},$$

так как установленные графически величины равны $l_1 = 2,07 \text{ м}$ и $l_2 = 3,82 \text{ м}$. Эксцентриситет $e = 2,26 - 2 = 0,26 \text{ м}$. Относительный эксцентриситет

$$\frac{e}{a} = \frac{0,26}{4} = 0,065.$$

Фактический относительный эксцентриситет

$$\frac{e_1}{a} = \frac{-0,44}{4} = -0,11.$$

По рис. 8 находим $\alpha = 0,82$ и, следовательно, $\Phi = 236 \cdot 0,82 = 194 \text{ т}$. Коэффициент запаса

$$K_0 = \frac{194}{40} = 4,8.$$

2. Рассмотрим второй пример. Фундамент имеет ширину 6 м и заглублен на $1,5 \text{ м}$. Вертикальная нагрузка на фундамент составляет 120 т и приложена с эксцентриситетом в сторону, противоположную сдвигу, в $0,5 \text{ м}$. Сдвигающая сила приложена на высоте 3 м и равна 44 т . Характеристики грунта основания $\varphi = 25^\circ$, $c = 2,0 \text{ т/м}^2$, $\gamma_0 = 1,8 \text{ т/м}^3$. Пригрузка равна 1 м и $1,5 \text{ м}$ (рис. 9,б). Вычисление производим, как и ранее, сначала по формуле (1), пользуясь линейной интерполяцией по φ ; $\delta = 20^\circ$, поскольку

$$\text{tg } \delta = \frac{44}{120} = 0,366^*.$$

Имеем значения $k_1 = 3,37$; $k_2 = 6,5$; $k_3 = 0,82$; $k_4 = 5,42$; $k_5 = 12,17$; $k_6 = 5,51$. Итак по (1)

$$p_1 = 3,37 \cdot 1,8 \cdot 1 + 6,5 \cdot 2 + 0,82 \cdot 1,8 x = 19,06 + 1,48 x \\ \text{и по (2)} \\ p_2 = 5,42 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 12,17 \cdot 2 + 5,51 \cdot 1,8(6 - x) = \\ = 98,49 - 9,93 x.$$

Решая их совместно, получаем $x = 6,95 > 6,0$, следовательно, правая часть эпюры будет отсутствовать. Крайнее значение ординаты эпюры получим, полагая

* Если не совпадают с табличными значениями φ° и δ° , то производится линейная интерполяция сначала по φ , а затем по δ .

в первой зависимости $x=6$. При этом $p=27,94 \text{ т/м}^2$. Центр тяжести этой трапеции определится на расстоянии $x=3,19 \text{ м}$ и величина равнодействующей $\Phi'=1,41 \text{ т}$. Эксцентриситет $e=0,19 \text{ м}$, и $e_1 = 0,5 - \frac{44 \cdot 3}{120} = -0,6 \text{ м}$. Относительные эксцентриситеты $\frac{e}{a} = \frac{0,19}{6} = 0,032$ и $\frac{e_1}{a} = \frac{-0,6}{6} = -0,1$, следовательно, коэффициент $\alpha = 0,85$ и $\Phi = 141 \times 0,85 = 120 \text{ т}$. Коэффициент запаса $K_s = \frac{120}{120} = 1$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соколовский В. В., Статика сыпучей среды, Гостехиздат, 1954.

2. Соколовский В. В., Устойчивость оснований и откосов, Известия АН СССР, ОТН № 8, 1952.

3. Малышев М. В., Теоретические и экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания, изд. ВОДГЕО, 1953.

4. Хилл Р., Математическая теория пластичности, Гостехиздат, 1956.

5. Горбунов-Посадов М. И., Пластические деформации в грунте под жестким фундаментом. Сборник трудов НИИ оснований и фундаментов № 13, 1949.

6. Ремизников В. К., Новый метод исследования деформаций грунтов и некоторые его практические приложения, Известия ВНИИГ, т. 36, 1948.

7. Дубяго Д. П., Учет внецентренности нагрузки и сил сцепления при определении несущей способности оснований, Известия НИИГ, т. 24, 1939.

8. Ничипорович А. А., Хрусталева Н. Я., Устойчивость бетонных водопорных сооружений на нескальных грунтах, Госстройиздат, 1957.