Б.И.КИМ И.Е.ЛИТВИН

ЗАДАЧНИК ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ В ТРУБОПРОВОДНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Под редакцией доктора технических наук,
профессора П.П. Бородавкина

Допущено Государственным комитетом СССР по народному образованию в качестве учебного пособия для студентов вузов, обучающихся по специальности "Проектирование, сооружение и эксплуатация газонефтехранилищ"



МОСКВА "НЕДРА" 1989

ББК 39.71
К 40
УДК 622.692.4.07(075.8)

Рецензенты: канд. техн. наук *Н.П. Васильев*, кафедра "Сооружение трубопроводов" Уфимского нефтяного института.

Инв. № 66666666
Библиотека УНИ

Ким Б.И., Литвин И.Е.

К 40 Задачник по механике грунтов в трубопроводном строительстве: Учеб. пособие для вузов/Под ред. П.П. Бородавкина. – М.: Недра, 1989. – 182 с.: ил.
ISBN 5–247–00430–2

Рассмотрены методы решения задач по механике грунтов в трубопроводном строительстве. Приведены расчетные зависимости и примеры решения задач по определению физико-механических свойств грунтов, напряжений в них, давления грунта на заглубленные объекты, устойчивости откосов и сооружений. Приведены справочный материал, номограммы, варианты задач для самостоятельной проработки материалов.

Для студентов вузов, обучающихся по специальности "Проектирование, сооружение и эксплуатация газонефтехранилищ".

К $\frac{2503010500 - 004}{043(01)-89}$ 313–89

ББК 39.71

ISBN 5–247–00430–2

© Издательство "Недра", 1989

ГЛАВА 1

ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ В КАЧЕСТВЕ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

1. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

К основным физико-механическим характеристикам грунта относятся пористость, вес, влажность, пластичность, плотность и текучесть.

Пористостью грунта n (в долях единицы или %) называется отношение объема пор $V_п$, содержащихся в данном объеме грунта, ко всему объему грунта V:

$$n = V_п / V. \quad (1)$$

Объем твердых частиц $V_т$ в единице объема грунта характеризуется величиной

$$m = V_т / V. \quad (2)$$

Коэффициент пористости

$$\epsilon = V_п / V_т. \quad (3)$$

Поскольку $n + m = 1$, то справедливо

$$n = \epsilon/(1+\epsilon); \quad m = 1/(1+\epsilon). \quad (4)$$

Удельный вес грунта в состоянии естественной влажности $\gamma_{ест}$ (в Н/м^3) определяется как вес единицы объема грунта ненарушенной структуры:

$$\gamma_{ест} = q_{ест}/V, \quad (5)$$

где $q_{ест}$ – вес грунта объемом V в естественном состоянии.

Удельный вес сухого грунта $\gamma_{ск}$ представляет собой вес абсолютно сухого (высушенного до совершенно сухого состояния при температуре 105 °С) грунта $q_т$ в единице его объема:

$$\gamma_{ск} = q_т / V. \quad (6)$$

Удельный вес полностью водонасыщенного грунта

$$\gamma_{нас} = (q_т + q_{в.нас})/V, \quad (7)$$

где $q_{в.нас} = V_п \gamma_в$ – вес воды в порах полностью водонасыщенного грунта; $\gamma_в$ – удельный вес воды.

Удельный вес взвешенного в воде грунта

$$\gamma_{взв} = (q_т - q_{вт})/V, \quad (8)$$

где $q_{вт} = V_т \gamma_в$ – вес воды, вытесняемой твердой фазой грунта.

Удельный вес частиц грунта

$$\Delta = q_т / V_т. \qquad (9)$$

Влажностью грунта w (в долях единицы или %) называется отношение веса воды $q_в$, заключенной в порах грунта, к весу скелета грунта $q_т$ в этой же пробе:

$$w = q_в / q_т. \qquad (10)$$

Влажность полностью водонасыщенного грунта

$$w_{нас} = q_{в.нас} / q_т. \qquad (11)$$

Коэффициентом водонасыщенности (степенью влажности) грунта, характеризующим заполнение пор грунта водой, называют отношение

$$\eta = V_в / V_п = q_в / q_{в.нас} = w / w_{нас}, \qquad (12)$$

где $V_в$ – объем воды в порах грунта.

При $\eta \leqslant 0{,}5$ грунты относятся к маловлажным; при $0{,}5 < \eta \leqslant 0{,}8$ – к влажным, при $0{,}8 < \eta \leqslant 1$ – к насыщенным.

Число пластичности грунта (в %)

$$I_р = w_L - w_р, \qquad (13)$$

где w_L – верхний предел текучести (влажность, при которой грунт из пластичного состояния переходит в текучее); $w_р$ – нижний предел пластичности (влажность, при которой грунт из полутвердого состояния переходит в пластичное. При этой влажности жгут, сделанный из грунта, при раскатывании начинает крошиться).

Число пластичности используют при определении наименования грунта (табл. 1).

Показатель плотности Д характеризует состояние сыпучих грунтов:

$$Д = \frac{\epsilon_{max} - \epsilon}{\epsilon_{max} - \epsilon_{min}}, \qquad (14)$$

где ϵ_{max}, ϵ_{min}, ϵ – коэффициенты пористости грунта соответственно в предельно рыхлом, плотном и естественном состояниях. При $Д \leqslant 0{,}33$ грунты относятся к рыхлым; при $0{,}33 < Д \leqslant 0{,}66$ – средней плотности; при $0{,}66 < Д \leqslant 1$ – плотным.

Показатель текучести I_L характеризует состояние глинистых грунтов:

$$I_L = \frac{w - w_р}{w_L - w_р}. \qquad (15)$$

Таблица 1. **Значения числа пластичности грунтов**

Наименование грунта	Число пластичности I_p, %	Содержание глинистых частиц, % по массе	Диаметр жгута в момент крошения, м
Глина	$> 0{,}17$	> 30	$1 \cdot 10^{-3}$
Суглинок	0,07–0,17	10–30	$(1-3)10^{-3}$
Супесь	0–0,07	3–10	$3 \cdot 10^{-3}$
Песок	0	< 3	Не раскатывается

В зависимости от значения I_L различают следующие состояния грунтов:

Показатель текучести I_L	I_L
Состояние суглинков и глин:	
твердое	<0
полутвердое	0–0,25
тугопластичное	0,25–0,5
мягкопластичное	0,5–0,75
текучепластичное	0,75–1
текучее	1

При вычислении физико-механических характеристик грунта наряду с выражениями (**[illegible]**)–(**[illegible]**) целесообразно использовать следующие соотношения:

$$n = (\Delta - \gamma_{ск})/\Delta = \frac{\Delta(1+w) - \gamma_{ест}}{\Delta(1+w)}; \tag{16}$$

$$\epsilon = n/(1-n) = (1-m)/m = (\Delta - \gamma_{ск})/\gamma_{ск} = \\ = [\Delta(1+w) - \gamma_{ест}]/\gamma_{ест}; \tag{17}$$

$$\gamma_{ск} = \Delta m = \Delta(1-n) = \gamma_{ест}/(1+w) = \Delta/(1+\epsilon); \tag{18}$$

$$\gamma_{нас} = \gamma_{ск} + n\gamma_в = \gamma_{ск} + (1-m)\gamma_в = \gamma_{взв} + \gamma_в; \tag{19}$$

$$\gamma_{взв} = \gamma_{ск} - m\gamma_в = \gamma_{ск} - (1-n)\gamma_в = (\Delta - \gamma_в)(1-n); \tag{20}$$

$$w = (q_{ест} - q_т)/q_т = (\gamma_{ест} - \gamma_{ск})/\gamma_{ск} = \\ = \gamma_{ест}/[\Delta(1-n)] - 1 = [\gamma_{ест}(1+\epsilon)]/\Delta - 1; \tag{21}$$

$$w_{нас} = V_п\gamma_в/(V_т\Delta) = n\gamma_в/\gamma_{ск} = (\Delta - \gamma_{ск})\gamma_в/(\Delta\gamma_{ск}) = \\ = \epsilon\gamma_в/\Delta = \gamma_в n/[\Delta(1-n)]; \tag{22}$$

$$\eta = \frac{(\gamma_{ест} - \gamma_{ск})\,\Delta}{(\Delta - \gamma_{ск})\,\gamma_{в}} = \frac{\gamma_{ест}\,(1 + \epsilon) - \Delta}{\epsilon\gamma_{в}}. \qquad (23)$$

Задача 1. Образец грунта объемом V и весом $q_{ест}$ после высушивания при температуре 105 °С занимает объем $V_т$ и весит $q_т$ (табл. 2). Определить удельный вес: грунта в естественном состоянии (до высушивания) $\gamma_{ест}$, сухого грунта (после высушивания) $\gamma_{ск}$, частиц грунта Δ, взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$. Удельный вес воды $\gamma_{в} = 9{,}8$ кН/м^3.

Таблица 2. **Исходные данные к задаче 1**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$V \cdot 10^{-4}$, м^3	0,51	0,53	0,59	0,61	0,55
$q_{ест}$, Н	1,01	1,05	1,17	1,21	1,08
$V_т \cdot 10^{-4}$, м^3	0,31	0,36	0,4	0,39	0,36
$q_т$, Н	0,87	0,91	1,03	1,07	0,94

Продолжение табл. 2

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$V \cdot 10^{-4}$, м^3	0,63	0,57	0,64	0,65	0,6
$q_{ест}$, Н	1,24	1,11	1,25	1,27	1,19
$V_т \cdot 10^{-4}$, м^3	0,47	0,42	0,5	0,49	0,49
$q_т$, Н	1,1	0,97	1,11	1,13	1,05

Решение [1]. По формулам (5), (6), (8) и (9) соответственно имеем:

$$\gamma_{ест} = 1{,}01/(0{,}51 \cdot 10^{-4}) = 19{,}8 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{ск} = 0{,}87/(0{,}51 \cdot 10^{-4}) = 17{,}06 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{взв} = (0{,}87 - 0{,}31 \cdot 10^{-4} \cdot 9{,}8 \cdot 10^{3})/(0{,}51 \cdot 10^{-4}) = 11{,}1 \text{ кН/м}^3;$$

$$\Delta = 0{,}87/(0{,}31 \cdot 10^{-4}) = 28{,}06 \text{ кН/м}^3.$$

Задача 2. При использовании данных и результатов решения задачи 1 определить влажность грунта w, вес воды в грунте естественной влажности и в состоянии полного водонасыщения $q_{в.нас}$, коэффициент водонасыщенности η, пористость n и коэффициент пористости ϵ.

[1] Здесь и далее решение задачи иллюстрируется для варианта 1.

Решение. Вес воды в порах грунта

$$q_в = q_{ест} - q_т = 1{,}01 - 0{,}87 = 0{,}14 \text{ Н}.$$

Отсюда влажность по формуле (10)

$$w = (0{,}14/0{,}87)100\,\% = 16{,}09\,\%.$$

Влажность полностью водонасыщенного грунта по формуле (22)

$$w_{нас} = \frac{\gamma_в(\Delta - \gamma_{ск}) \cdot 100}{\Delta\gamma_{ск}} = \frac{9{,}8(28{,}06 - 17{,}06)}{28{,}06 \cdot 17{,}06} \cdot 100 = 22{,}52\,\%.$$

Коэффициент водонасыщенности грунта по формуле (12)

$$\eta = 16{,}09/22{,}52 = 0{,}71.$$

Определим теперь вес воды в грунте в состоянии полного водонасыщения $q_{в.нас}$. Это состояние соответствует полному заполнению пор грунта водой.

Объем пор грунта

$$V_п = V - V_т = (0{,}51 - 0{,}31)10^{-4} = 0{,}2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Следовательно, $q_{в.нас} = V_п\gamma_в = 0{,}2 \cdot 10^{-4} \cdot 9{,}8 \cdot 10^3 = 0{,}196$ Н. Значение $q_{в.нас}$ также можно определить из формулы (12): $q_{в.нас} = q_в/\eta$.

Пористость грунта и коэффициент пористости находим соответственно по формулам (1) и (3):

$$n = 0{,}196 \cdot 10^{-4}/(0{,}51 \cdot 10^{-4}) = 0{,}384;$$

$$\epsilon = 0{,}2 \cdot 10^{-4}/(0{,}31 \cdot 10^{-4}) = 0{,}645.$$

Задача 3. Абсолютно сухой песок объемом 1 м^3 с удельным весом частиц грунта Δ, предназначенного для засыпки трубопровода, весит $q_т$ (табл. 3). Определить удельный вес песка при влажности w и в состоянии полного водонасыщения.

Решение. Удельный вес абсолютно сухого песка представляет собой удельный вес сухого грунта. Поэтому определим вначале удельный вес грунта при влажности w. Из формулы (18) имеем

$$\gamma_{ест} = \gamma_{ск}(1 + w) = 16{,}11(1 + 14{,}32 \cdot 10^{-2}) = 18{,}417 \text{ кН/м}^3$$

($\gamma_{ск}$ по условию задачи равно $q_т$).

Объем пор песка из выражения (18) с учетом формулы (1)

$$V_п = V(\Delta - \gamma_{ск})/\Delta = 1(25{,}24 - 16{,}11)/25{,}24 = 0{,}362 \text{ м}^3.$$

Далее по формуле (7)

$$\gamma_{нас} = (16{,}11 + 0{,}362 \cdot 9{,}8)/1 = 19{,}658 \text{ кН/м}^3.$$

Таблица 3. **Исходные данные к задаче 3**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$q_т$, кН	16,11	16,52	17,24	17,53	15,41
Δ, кН/м^3	25,24	27,48	28,17	26,41	24,23
w, %	14,32	17,24	18,52	20,13	15,91

Продолжение табл. 3

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$q_т$, кН	15,97	16,83	17,78	15,96	18,15
Δ, кН/м^3	26,13	26,71	28,74	27,49	25,94
w, %	16,26	13,72	12,91	19,18	18,99

Отсюда удельный вес песка при влажности 14,32 % равен 18,417 кН/м^3 и в состоянии полного водонасыщения – 19,658 кН/м^3.

Задача 4. Грунт с влажностью w удельным весом $\gamma_{ест}$ и удельным весом частиц грунта Δ отсыпают в основание резервуара слоями толщиной h (табл. 4). Каждый отсыпанный слой укатывают до состояния полного водонасыщения. Определить необходимое число слоев грунта k, если проектная толщина основания после укатки равна H.

Решение. Уплотнение s каждого слоя грунта происходит за счет уменьшения объема пор:

$$s = (V_п - V_{п.нас})/A,$$

где $V_п$, $V_{п.нас}$ – объем пор грунта соответственно до и после его укатки (в состоянии полного водонасыщения); A – площадь основания.

Так как суммарная толщина отсыпки грунта без уплотнения равна kh, а конечная толщина основания $H = k(h - s)$, то число отсыпаемых слоев $k = H/(h - s)$.

Следовательно, для решения задачи вначале необходимо определить $V_п$ и $V_{п.нас}$. Из выражения (18)

$$\gamma_{ск} = 16{,}11/(1 + 14{,}21 \cdot 10^{-2}) = 14{,}105 \text{ кН/м}^3.$$

Пористость из формулы (16)

$$n = (24{,}12 - 14{,}105)/24{,}12 = 0{,}415,$$

а объем пор в 1 м^3 грунта из выражения (1)

Таблица 4. **Исходные данные к задаче 4**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	16,11	16,52	17,78	17,52	18,81
Δ, кН/м^3	24,12	24,51	26,71	27,75	24,51
w, %	14,21	13,42	13,24	15,65	16,43
h, м	0,4	0,15	0,2	0,25	0,3
H, м	0,9	0,5	0,6	0,8	0,8

Продолжение табл. 4

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	18,54	18,95	15,56	16,43	15,52
Δ, кН/м^3	24,55	25,69	26,58	28,14	27,13
w, %	17,89	20,05	18,47	19,62	21,33
h, м	0,25	0,2	0,3	0,25	0,15
H, м	0,9	0,6	1	0,7	0,6

$$V_{п} = 0{,}415 \cdot 1 = 0{,}415 \text{ м}^3.$$

Теперь из выражения (22) находим коэффициент пористости грунта после укатки (так как ни вес влаги, ни вес скелета после укатки грунта не изменяются, то $w_{нас} = w$):

$$\epsilon_{нас} = w_{нас}\Delta/\gamma_{в} = (14{,}21 \cdot 10^{-2} \cdot 24{,}12)/9{,}8 = 0{,}35.$$

Пористость грунта в состоянии полного водонасыщения по выражению (4)

$$n_{нас} = 0{,}35/(1 + 0{,}35) = 0{,}259,$$

а объем пор в 1 м^3 водонасыщенного грунта

$$V_{п.нас} = n_{нас} V = 0{,}259 \text{ м}^3.$$

Отсюда осадка призмы грунта с основанием $A = 1$ м^2

$$s = (0{,}415 - 0{,}259)/1 = 0{,}156 \text{ м}.$$

В итоге число отсыпаемых слоев толщиной $h = 0{,}4$ м $k = 0{,}9/(0{,}4 - 0{,}156) = 3{,}688$. Поскольку по расчету получилось дробное число слоев, то толщина последнего слоя

$$h' = (k - k')(h - s) + s,$$

где $k' < k$ – ближайшее к k целое число, т.е. $h' = 0{,}324$ м.

Таблица 5. **Исходные данные к задаче 5**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
w_p, %	15	13	16	14	17
w_L, %	26	20	30	31	28
ϵ	0,65	0,68	0,69	0,64	0,67

Продолжение табл. 5

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
w_p, %	19	14	12	18	20
w_L, %	25	24	19	24	34
ϵ	0,70	0,62	0,59	0,61	0,66

Задача 5. Влажность грунта, имеющего коэффициент пористости ϵ, на границе раскатывания равна w_p, на границе текучести – w_L (табл. 5). Определить наименование грунта и вес воды в 1 м^3 грунта в состоянии полного водонасыщения.

Решение. Число пластичности по формуле (13) $I_p = 26 - 15 = 11$ %. Следовательно, грунт является суглинком (см. табл. 1).

Для определения веса воды в грунте $q_в$ в состоянии полного водонасыщения вначале по формуле (4) найдем пористость: $n = 0{,}65/(1 + 0{,}65) = 0{,}394$, откуда объем пор в объеме V из выражения (1) $V_п = 0{,}394 \cdot 1 = 0{,}394$ м^3. Соответственно вес воды в 1 м^3 полностью водонасыщенного грунта $q_в = V_п \gamma_в = 0{,}394 \cdot 9{,}8 = 3{,}861$ кН.

2. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ

Внутреннее усилие, противодействующее смещению одной части грунта относительно другой, называется сопротивлением грунта сдвигу. Касательные напряжения τ в момент сдвига грунта при соответствующем нормальном напряжении σ называют предельными $\tau_{пр}$.

Соотношение между параметрами сдвига грунта имеет вид:

для связного грунта

$$\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c; \tag{24}$$

для несвязного грунта

$$\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi,$$

где φ – угол внутреннего трения; c – сцепление грунта.

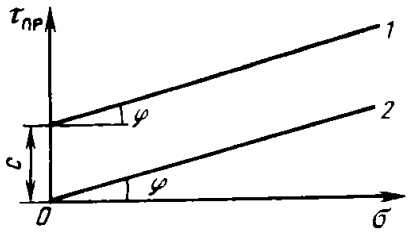


Рис. 1. Зависимость предельного напряжения в момент сдвига грунта связного *1* и несвязного *2* от нормального напряжения

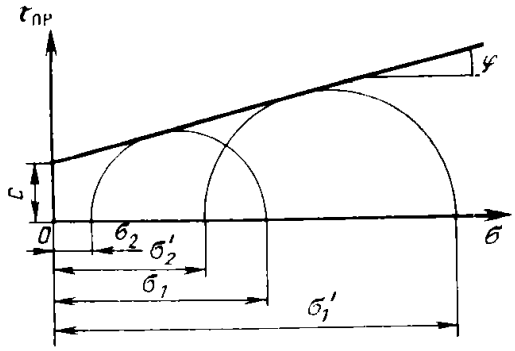


Рис. 2. График представления зависимости (24) с помощью круга предельных напряжений Мора

Значения φ и c вычисляют по данным испытания образцов грунта на приборах одноплоскостного среза, трехосного сжатия, стабилометрах и жестких бетонных штампах.

График выражения (24) представляет прямую линию, угол наклона которой к оси абсцисс характеризует величину φ, а отрезок, отсекаемый на оси ординат, – сцепление грунта c (рис. 1).

Зависимость между главными σ_1, σ_2 и касательными τ напряжениями (например, при испытании грунтов в приборах трехосного сжатия) удобно представлять с помощью круга Мора. Диаметр предельного круга напряжений принимают равным разности значений σ_1 и σ_2, а график зависимости (24) строят как касательную к окружности, соответствующую различным испытаниям образца (рис. 2).

Главные напряжения, характеризующие предельное равновесие, связаны между собой выражением

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 (45° - \frac{\varphi}{2}) - 2c \operatorname{tg} (45° - \frac{\varphi}{2}).$$

Сопротивление сдвигу глинистых грунтов зависит от их влажности w и выражается также линейной зависимостью

$$\tau_{\text{пр}\,w} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + c_w, \qquad (25)$$

где c_w – общее сцепление,

$$c_w = c_{\text{св}} + c_c, \qquad (26)$$

где $c_{\text{св}}$ и c_c – соответственно сцепление связности и структурное сцепление.

Как φ_w, так и c_w с увеличением влажности уменьшаются, при этом c_w асимптотически приближается к своему постоянному значению,

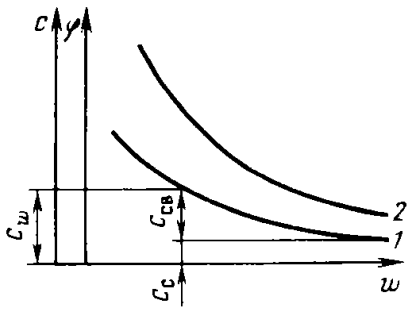


Рис. 3. Зависимость сцепления c (кривая *1*) с угла внутреннего трения грунта φ (кривая *2*) от влажности w

равному c_c (рис. 3). График выражения (26) строят по данным испытания глинистых грунтов на приборе одноплоскостного среза при различной влажности образца.

Сопротивление сдвигу скальных пород принимают равным структурному сцеплению, обусловленному кристаллизационными связями (силы внутреннего трения незначительны и при практических расчетах не учитывают), т.е. $\tau_{пр} = c_c$.

Для определения $\tau_{пр}$ скальных пород образцы подвергают одноосному сжатию до раздавливания и принимают

$$\tau_{пр} = \sigma_{разд}/2,$$

где $\sigma_{разд}$ – предел прочности породы на сжатие.

При испытании образца на стабилометре

$$\tau_{пр} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2.$$

При разбросе данных испытания образца на приборе одноплоскостного среза расчетные значения φ и c вычисляют по формулам

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{I\sum_{i=1}^{I}\tau_{пр\,i}\sigma_i - \sum_{i=1}^{I}\sigma_i\sum_{i=1}^{I}\tau_{пр\,i}}{I\sum_{i=1}^{I}\sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{I}\sigma_i\right)^2}; \qquad (27)$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^{I}\sigma_i^2\sum_{i=1}^{I}\tau_{пр\,i} - \sum_{i=1}^{I}\sigma_i\sum_{i=1}^{I}\tau_{пр\,i}\sigma_i}{I\sum_{i=1}^{I}\sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{I}\sigma_i\right)^2}, \qquad (28)$$

где $i = \overline{1,I}$ – порядковый номер испытания образца на сдвиг.

При испытаниях грунтов на стабилометре

$$\operatorname{tg}\varphi = (a-1)/(2\sqrt{a}); \qquad (29)$$

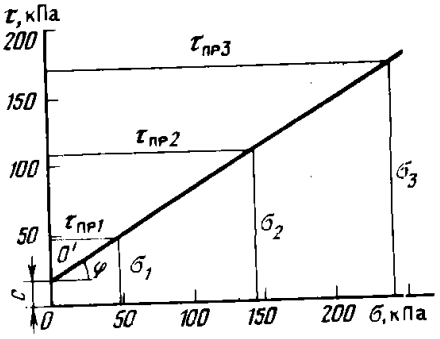


Рис. 4. График определения угла внутреннего трения φ и сцепления c грунта по данным испытания образца на приборе одноплоскостного среза

$$c = b/(2\sqrt{a}), \tag{30}$$

где

$$a = \frac{I\sum_{i=1}^{I}\sigma_{1i}\sigma_{2i} - \sum_{i=1}^{I}\sigma_{1i}\sum_{i=1}^{I}\sigma_{2i}}{I\sum_{i=1}^{I}\sigma_{2i}^2 - \left(\sum_{i=1}^{I}\sigma_{2i}\right)^2}; \tag{31}$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^{I}\sigma_{2i}^2\sum_{i=1}^{I}\sigma_{1i} - \sum_{i=1}^{I}\sigma_{2i}\sum_{i=1}^{I}\sigma_{1i}\sigma_{2i}}{I\sum_{i=1}^{I}\sigma_{2i}^2 - \left(\sum_{i=1}^{I}\sigma_{2i}\right)^2}. \tag{32}$$

Задача 6. Определить угол внутреннего трения φ и сцепление c супеси, разрабатываемой в карьере для устройства обвалования наземного трубопровода, по данным испытания образца на приборе одноплоскостного среза (табл. 6).

Решение. На листе миллиметровой бумаги в масштабе M 1 мм ~ ~ 2,5 кПа в системе координат $\sigma 0 \tau$ нанесем точки по исходным данным и, соединив их между собой прямой линией (рис. 4), получим график выражения (24).

Отрезок 00′ представляет собой в масштабе M сцепление, поэтому, замерив его с учетом масштабного множителя, получим c = 19,6 кПа.

Угол внутреннего трения φ рассчитаем по данным любой пары (например, 1-го и 3-го) испытаний. Имеем

$$\operatorname{tg}\varphi = (166{,}6 - 49)/(245 - 49) = 0{,}6, \text{ откуда } \varphi = 31^\circ.$$

Примечание. Если результаты испытаний находятся точно по прямой, то угол внутреннего трения можно вычислить из выражения (24), используя данные какого-либо одного испытания,

$$\varphi = \operatorname{arctg}(\tau_{пр} - c)/\sigma.$$

Таблица 6. **Исходные данные к задаче 6**

Параметры испытания	Номер испытания	Номер варианта				
		1	2	3	4	5
σ, кПа	1	49	73,5	117,6	93,1	88,2
	2	147	215,6	196	235,2	205,8
	3	245	303,8	323,4	333,2	298,9
$\tau_{пр}$, кПа	1	49	57,4	88,5	67,6	72,2
	2	107,8	126,7	133,7	152,9	151,5
	3	166,6	169,7	207,3	211,7	214,3

Продолжение табл. 6

Параметры испытания	Номер испытания	Номер варианта				
		6	7	8	9	10
σ, кПа	1	83,3	102,9	107,8	112,7	78,4
	2	230,3	220,5	200,9	225,4	210,7
	3	318,5	328,3	308,7	338,1	313,63
$\tau_{пр}$, кПа	1	67,9	81,5	83,3	69,2	66,7
	2	142,9	157,9	134,9	121,8	136,5
	3	187,7	227,9	194,6	174,3	191,2

Задача 7. По данным испытания образца на стабилометре (табл. 7) определить угол внутреннего трения φ и сцепление c суглинка, разрабатываемого в полке, и оценить возможность использования его для устройства полунасыпи (расширения полки), если поперечный уклон косогора $\alpha = 15° 30'$.

Решение. Строим круг предельных напряжений Мора для первой пары испытаний (рис. 5). Откладываем на оси абсцисс от начала координат отрезки длиной $\sigma_{1(1)}$ и $\sigma_{2(1)}$ в масштабе M 1 мм ~ 2,5 кПа и проводим окружность радиусом

$$R = (\sigma_{1(1)} - \sigma_{2(1)})/2M = (340 - 158{,}4)/(2 \cdot 2{,}5 \cdot 10^3) = 0{,}036 \text{ м}$$

с центром в точке $0'$, находящейся от начала координат на расстоянии

$$00' = (\sigma_{1(1)} + \sigma_{2(1)})/2M = (340 + 158{,}4)/(2 \cdot 2{,}5 \cdot 10^3) = 0{,}099 \text{ м}.$$

Аналогично строим круги Мора для остальных пар испытаний и проводим затем общую касательную ко всем окружностям. Эта прямая (касательная) отсекает на оси абсцисс отрезок c = 14,5 кПа. Для нахождения φ на графике замеряем координаты для любых двух точек на прямой и вычисляем с учетом масштабного множителя по формуле

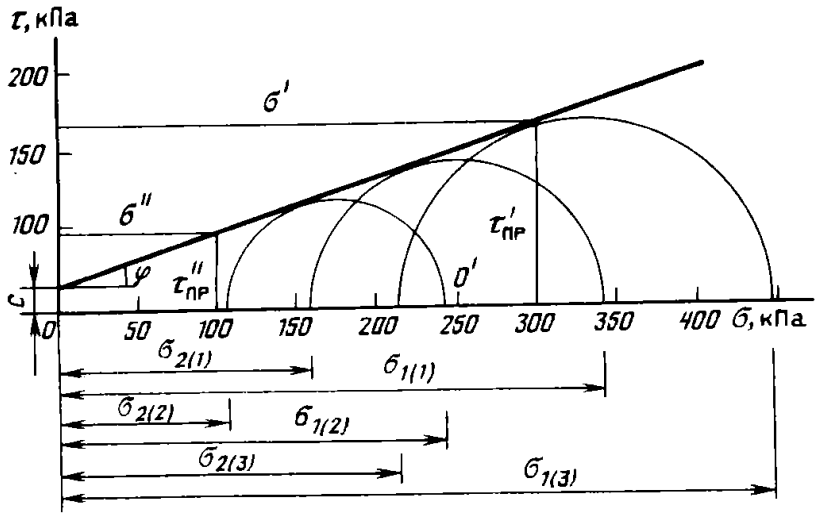


Рис. 5. График определения угла внутреннего трения φ и сцепления грунта по данным испытания образца на стабилометре

Таблица 7. **Исходные данные к задаче 7**

Параметры испытаний	Номер испытания	Номер варианта				
		1	2	3	4	5
σ_1, кПа	1	340	370	400	420	380
	2	245	452	310	365	440
	3	449	265	221	198	227
σ_2, кПа	1	158,4	174,8	250,2	278,2	128,6
	2	108,2	221,4	186,9	238,1	153
	3	215,9	115,2	124,2	116,2	66,5

Продолжение табл. 7

Параметры испытания	Номер испытания	Номер варианта				
		6	7	8	9	10
σ_1, кПа	1	360	350	390	410	330
	2	125	460	215	371	416
	3	231	217	297	184	266
σ_2, кПа	1	168,1	125,1	203,7	253,2	142,9
	2	39,4	173,3	96,9	226,7	192,5
	3	97,5	66,9	164,1	99,6	110,3

$$\varphi = \operatorname{arctg}(\tau'_{пр} - \tau''_{пр})/(\sigma' - \sigma'') = \operatorname{arctg}(115 - 47{,}5)/(300 - 100) =$$

$$= 18°39'.$$

(В рассматриваемом случае масштаб графика по оси абсцисс и ординат один и тот же).

Поскольку угол внутреннего трения $\varphi > \alpha$, то разрабатываемый грунт можно использовать для устройства полунасыпи.

Задача 8. Для оценки несущей способности заглубленного анкера образец глинистого грунта влажностью w, взятый из котлована на глубине заложения анкера, испытан на приборе одноплоскостного среза (табл. 8). Определить параметры сдвига, если нормальное напряжение

Таблица 8. **Результаты испытания образца на приборе одноплоскостного среза**

Параметры испытаний		$\tau_{пр}$, кПа				
		Номер варианта				
σ, кПа	w, %	1	2	3	4	5
100	23	107,2	107,6	108	108,4	108,8
	29	57,9	58,2	58,5	58,8	59,1
	33	42,3	42,6	42,9	43,2	43,5
	38	29,9	30,2	30,5	30,8	31,1
250	24	162,9	163,8	164,7	165,6	166,5
	28	125,4	126,2	127	127,8	128,6
	32	94,9	95,7	96,5	97,3	98,1
	36	75,7	76,5	77,3	78,1	78,9
400	25	210,7	212,0	213,4	214,7	216
	30	155,3	156,6	157,9	159,2	160,5
	34	124,5	133,4	134,7	136	137,3
	37	107,5	108,8	110,1	111,4	112,7

Продолжение табл. 8

Параметры испытаний		$\tau_{пр}$, кПа				
		Номер варианта				
σ, кПа	w, %	6	7	8	9	10
100	23	109,2	109,6	110,0	110,4	110,8
	29	59,4	59,7	60,0	60,3	60,6
	33	43,8	44,1	44,4	44,7	45
	38	31,4	31,7	32	32,3	32,6
250	24	167,4	168,3	169,2	170,1	171
	28	129,4	130,2	131	131,8	132,6
	32	98,9	99,7	100,5	101,3	102,1
	36	79,7	80,5	81,3	82,1	82,9
400	25	217,3	218,6	219,9	221,2	222,5
	30	161,8	163,1	164,4	165,7	167
	34	138,6	139,9	141,2	142,5	143,8
	37	114	115,3	116,6	117,9	119,2

в грунте на глубине заложения анкера составляет σ^*, наименьшая влажность грунта – w_1, максимальная – w_2 (табл. 9).

Решение. По приведенным данным (см. табл. 8) строим график зависимости $\tau_{пр} = f(w)$ при различных σ (рис. 6,*а*, кривые *I*, *II* и *III*). Для построения графика зависимости (25) сопротивления грунта сдвигу находим на оси абсцисс (см. рис. 6,*а*) точки, соответствующие w_1 и w_2, и восстанавливаем из них перпендикуляры. Ординаты точек пересечения (*A*, *B*, *D* и *E*, *M*, *N*) представляют значения $\tau_{пр}$ при влажности w_1 и w_2 и напряжении σ. Учитывая это, график зависимости $\tau_{пр} = f'(\sigma, \varphi, c)$ строим следующим образом. Например, для $w_1 = 24{,}5$ % (табл. 9) точки *A*, *B* и *D* характеризуют $\tau_{пр}$ при нормальных напряжениях в грунте 100, 250 и 400 кПа. Откладываем на оси абсцисс (рис. 6,*б*) значения σ и по точкам пересечения A', B' и D' проводим искомый график (прямая *IV*). Аналогично строим график для $w_2 = 32{,}7$ % (прямая *V*). Далее по графикам вычисляем параметры сдвига (см. задачи 6, 7). Получим: при $w_1 = 24{,}5$ % $\varphi = 22°\ 25'$ и $c_1 = 49$ кПа; при $w_2 = 32{,}7$ % $\varphi = 17°\ 30'$ и $c_2 = 9$ кПа.

Предельное сопротивление грунта сдвигу при $\sigma = \sigma^*$ можно определить теперь графически или рассчитать по формуле (24):

$$\tau_{пр\,w_1} = 116 \cdot 0{,}4166 + 49 = 97{,}3 \text{ кПа};$$

$$\tau_{пр\,w_2} = 116 \cdot 0{,}3166 + 9 = 45{,}7 \text{ кПа}.$$

Отметим, что $\tau_{пр\,w_1} > \tau_{пр\,w_2}$, поэтому расчет несущей способности заглубленного анкера следует вести для $w_2 = 32{,}7$ %.

Таблица 9. **Исходные данные к задаче 8**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
σ^*, кПа	116	327	345	175	264
w_1, %	24,5	23,6	25,4	23,9	27,1
w_2, %	32,7	35,4	31,6	37	33,7

Продолжение табл. 9

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
σ^*, кПа	391	135	210	315	159
w_1, %	26,1	24,1	27,3	24,6	28,2
w_2, %	35,4	32,8	34,9	31,9	35,7

2-6599

Инв. №
Библиотека УНП

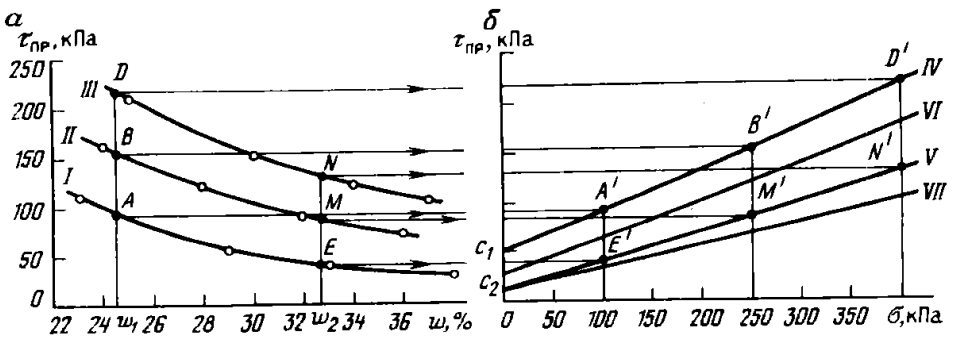


Рис. 6. График определения параметров сопротивления грунта сдвигу по данным эксперимента

Задача 9. По результатам предыдущей задачи построить графики зависимостей $\varphi_w = f_1(w)$ и $c_w = f_2(w)$ и определить сцепление связности $c_{св}$ и структурное сцепление c_c при влажности грунта w^*:

Номер варианта	1	2	3	4	5
w^*, %	27,5	23,5	25,5	26	24
Номер варианта	6	7	8	9	10
w^*, %	20	28,5	25	30,5	29,5

Решение. Аналогично прямым *IV* и *V* (см. рис. 6,*б*) построим дополнительно еще, например, две прямые *VI* и *VII* для двух произвольных значений влажности (28 и 37 %) и вычислим соответствую-

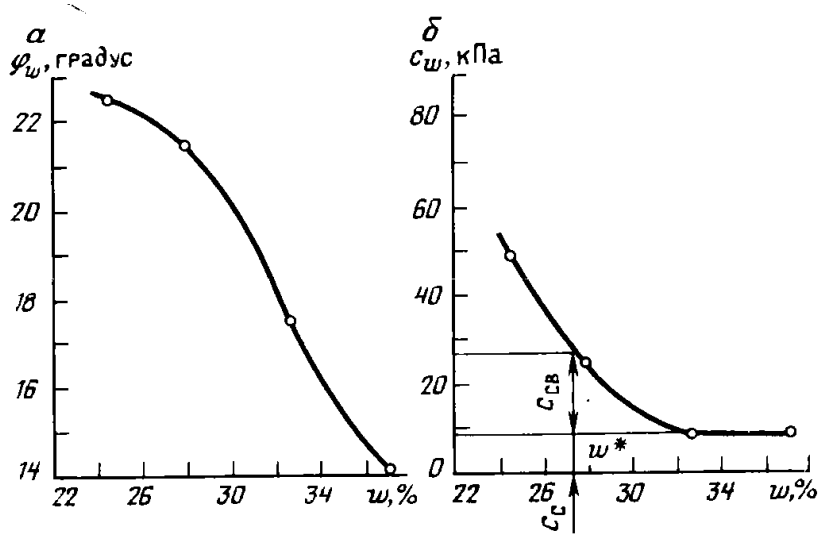


Рис. 7. Графики построения зависимостей угла внутреннего трения φ (*а*) и сцепления грунта c (*б*) от влажности w

щие параметры c_w и φ_w. После вычислений с учетом результатов задачи 8 получим:

w, %	24,5	28	32,7	37
φ_w, градус	22°25′	21°30′	17°30′	14°5′
c_w, кПа	49	25	9	9

Графики $\varphi_w = f_1(w)$ и $c_w = f_2(w)$, построенные по четырем точкам, представлены на рис. 7. Проведя асимптоту к кривой $c_w = f_2(w)$ (см. рис. 7,*б*) найдем $c_c = 9$ кПа. Тогда отрезок, заключенный между асимптотой и графиком $c_w = f_2(w)$, будет характеризовать сцепление связности $c_{св}$. Для $w^* = 27{,}5$ % $c_{св} = 19{,}5$ кПа. По формуле (26) полное сцепление $c_w = 9 + 19{,}5 = 28{,}5$ кПа.

Задача 10. Построить усредненный график сопротивления глинистого грунта сдвигу и вычислить сцепление и угол внутреннего трения грунта по результатам трехкратного испытания образца на приборе одноплоскостного среза (табл. 10).

Решение. По исходным данным строим график $\tau_{пр} = f(\sigma)$ (рис. 8, прямая *I*), откуда видно, что опытные точки не находятся на одной прямой. Поэтому для нахождения параметров сдвига воспользуемся формулами усреднения (27) и (28). Для этого вычислим предварительно выражения:

$$\sum_{i=1}^{3} \tau_{пр\,i}\sigma_i = 20{,}03 \cdot 50 + 77{,}57 \cdot 225 + 102{,}52 \cdot 350 = 54\,336{,}75 \text{ кПа}^2;$$

$$\sum_{i=1}^{3} \sigma_i = 50 + 225 + 350 = 625 \text{ кПа};$$

$$\sum_{i=1}^{3} \tau_{пр\,i} = 20{,}03 + 77{,}57 + 102{,}52 = 200{,}12 \text{ кПа};$$

$$\sum_{i=1}^{3} \sigma_i^2 = (50)^2 + (225)^2 + (350)^2 = 175\,625 \text{ кПа}^2,$$

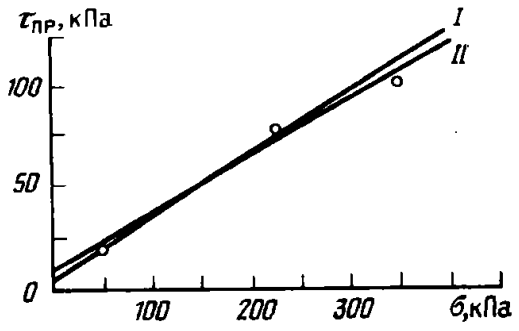


Рис. 8. Усредненный график $\tau_{пр} = f(\sigma)$ для данных испытаний образца грунта на приборе одноплоскостного среза

Таблица 10. **Исходные данные к задаче 10**

Номер испытания i	Нормальное напряжение σ, кПа	$\tau_{пр}$, кПа				
		Номер варианта				
		1	2	3	4	5
1	50	20,03	40,11	31,43	48,21	18,14
2	225	77,57	76,12	81,18	118,52	69,05
3	350	102,52	119,27	112,34	149,14	96,18

Продолжение табл. 10

Номер испытания i	Нормальное напряжение σ, кПа	$\tau_{пр}$, кПа				
		Номер варианта				
		6	7	8	9	10
1	50	59,27	43,5	36.36	21,04	41,01
2	225	115,11	69,54	82,51	64,07	75,09
3	350	140,39	85,17	115,74	93,22	114,32

подставив которые соответственно в формулы (27) и (28), получим:

$$\operatorname{tg}\ \varphi = \frac{3 \cdot 54\,336{,}75 - 625 \cdot 200{,}12}{3 \cdot 175\,625 - (625)^2} = 0{,}2784;$$

$$c = \frac{175\,625 \cdot 200{,}12 - 625 \cdot 54\,336{,}75}{3 \cdot 175\,625 - (625)^2} = 8{,}7 \text{ кПа};$$

$\varphi = \operatorname{arctg} 0{,}2784 = 15^\circ\,30'$.

С учетом расчетных значений φ и c усредненный график $\tau_{пр} = f(\sigma)$ представлен прямой *II* (см. рис. 8), уравнение которой имеет вид

$$\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} 15^\circ\,30' + 8{,}7.$$

Задача 11. Образец глинистого грунта испытан на стабилометре. Построить по результатам испытания (табл. 11) усредненный график $\tau_{пр} = f(\sigma)$ и определить параметры сдвига: φ и c.

Решение. Построим вначале круги Мора по данным испытания образца грунта (рис. 9). (Последовательность построения см. задачу 7). Прямая *I* не является общей касательной к окружностям, поэтому для нахождения параметров сдвига воспользуемся формулами (29) и (30).

Таблица 11. **Исходные данные к задаче 11**

Номер испытания i	Главные нормальные напряжения, кПа	$\tau_{пр}$, кПа				
		Номер варианта				
		1	2	3	4	5
1	σ_1	75	156	82	207,5	152
	σ_2	5	38	12	80,4	47,6
2	σ_1	205	275	350	147,6	78,1
	σ_2	82,5	104	122,5	39,7	9,6
3	σ_1	150	216	267	346,5	252,5
	σ_2	40	92	107,5	127,4	99,6
4	σ_1	303	310	202,5	271,7	327,4
	σ_2	146	155	84	106	143,8

Продолжение табл. 11

Номер испытания i	Главные нормальные напряжения, кПа	$\tau_{пр}$, кПа				
		Номер варианта				
		6	7	8	9	10
1	σ_1	271,3	238	308,1	331	152,5
	σ_2	107,4	112,6	159,6	117	46,5
2	σ_1	324	260	257,6	273,1	264
	σ_2	150	97,8	100	95,6	88,5
3	σ_1	201,1	302,5	148,8	74,5	324,6
	σ_2	81,6	144,5	43,5	7,6	126,4
4	σ_1	79,5	154	201	149,9	124
	σ_2	11,4	43,2	91	41,5	24,7

Вычислим предварительно выражения:

$$\sum_{i=1}^{4} \sigma_{1i}\sigma_{2i} = 75 \cdot 5 + 205 \cdot 82{,}5 + 150 \cdot 40 + 303 \cdot 146 = 67\,525{,}5 \text{ кПа}^2;$$

$$\sum_{i=1}^{4} \sigma_{1i} = 75 + 205 + 150 + 303 = 733 \text{ кПа};$$

$$\sum_{i=1}^{4} \sigma_{2i} = 5 + 82{,}5 + 40 + 146 = 273{,}5 \text{ кПа};$$

$$\sum_{i=1}^{4} (\sigma_{2i})^2 = (5)^2 + (82{,}5)^2 + (40)^2 + (146)^2 = 29\,747{,}25 \text{ кПа}^2.$$

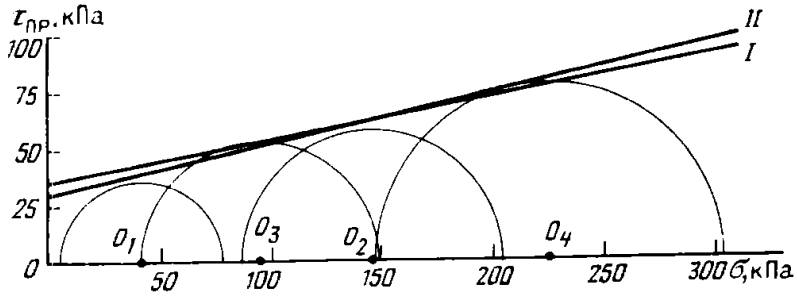


Рис. 9. Усредненный график $\tau_{пр} = f(\sigma)$ для данных испытаний образца грунта на стабилометре

По выражениям (31) и (32) найдем

$$a = \frac{4 \cdot 67525{,}5 - 733 \cdot 273{,}5}{4 \cdot 29747{,}25 - (273{,}5)^2} = 1{,}57;$$

$$b = \frac{29747{,}25 \cdot 733 - 273{,}5 \cdot 67525{,}5}{4 \cdot 29747{,}25 - (273{,}5)^2} = 75{,}5 \text{ кПа}.$$

Откуда параметры сдвига грунта:

$$\operatorname{tg} \varphi = (1{,}57 - 1)/(2\sqrt{1{,}57}) = 0{,}227;$$

$$\varphi = \operatorname{arctg} 0{,}227 = 12° 48';$$

$$c = 75{,}5/(2\sqrt{1{,}57}) = 30{,}13 \text{ кПа}.$$

С учетом расчетных значений φ и c усредненный график $\tau_{пр} = f(\sigma)$ представлен прямой *II* (см. рис. 9), уравнение которой имеет вид

$$\tau_{пр} = 0{,}227\,\sigma + 30{,}13.$$

3. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК

Сжимаемость грунтов характеризуется компрессионной кривой, представляющей собой зависимость коэффициента пористости ϵ_i от нормального давления, и аналитически выражается уравнением

$$\epsilon_i = \epsilon_0 - e_z(1 + \epsilon_0), \tag{33}$$

где ϵ_i – коэффициент пористости при давлении σ_i; ϵ_0 – начальный (до уплотнения) коэффициент пористости; e_z – относительная деформация грунта,

$$e_z = \Delta h / h_0, \tag{34}$$

где Δh – абсолютная деформация образца грунта высотой h_0.

С учетом равенства (34) выражение (33) имеет вид

$$\epsilon_i = \epsilon_0 - \Delta h\,(1 + \epsilon_0)/h_0. \tag{35}$$

Для практических расчетов кривую $\epsilon_i = f(\sigma)$ аппроксимируют прямой линией. Погрешность в результате аппроксимации незначительна, особенно при небольших нагрузках. Давления, создаваемые магистральными трубопроводами, не превышают 100 кПа, другими сооружениями – до 500 кПа. Поэтому с достаточной точностью выражения (33) и (35) можно представить в виде

$$\epsilon_i = \epsilon_0 - a_{\text{уп}}\sigma(z), \tag{36}$$

где $a_{\text{уп}}$ – коэффициент уплотнения (сжимаемости) грунта [как угловой коэффициент линейной зависимости $\epsilon_i = f(\sigma)$ коэффициент $a_{\text{уп}}$ равен тангенсу угла наклона прямой к оси напряжений],

$$a_{\text{уп}} = (\epsilon_1 - \epsilon_2)/(\sigma_2 - \sigma_1).$$

Абсолютную деформацию полностью водонасыщенных грунтов вычисляют по количеству воды, отжимаемой из образца грунта при уплотнении. Так, если вес образца грунта до приложения нагрузки q_1 и после уплотнения q_2, а площадь поршня A, то

$$\Delta h = (q_1 - q_2)/(A\gamma_{\text{в}}). \tag{37}$$

При расчете осадок сооружений удобно использовать модуль осадки грунта e_σ, численно равный деформации слоя грунта высотой 1 м при давлении σ:

$$e_\sigma = \Delta h / h_0.$$

Из выражения (35) имеем

$$e_\sigma = (\epsilon_0 - \epsilon_i)/(1 + \epsilon_0).$$

Задача 12. Образец грунта высотой h_0 из основания фундамента с удельным весом частиц грунта Δ и сухого грунта $\gamma_{\text{ск}}$ испытан на сжатие (табл. 12). Построить компрессионную кривую $\epsilon_i = f(\sigma)$ и вычислить коэффициент уплотнения грунта $a_{\text{уп}}$ в интервале напряжений $[\sigma_{\min}\ \sigma_{\max}]$.

Решение. Начальный коэффициент пористости ϵ_0 по формуле (17)

$$\epsilon_0 = (26{,}5 - 18{,}2)/18{,}2 = 0{,}456.$$

Таблица 12. **Исходные данные к задаче 12**

Номер варианта	Δ, кН/м^3	$\gamma_{ск}$, кН/м^3	σ_{min}, кПа	σ_{max}, кПа	$h_0 \cdot 10^{-3}$, м
1	26,5	18,2	10	280	45
2	24,3	19,4	15	300	35
3	25,7	18,9	20	240	25
4	26,2	17,5	25	180	30
5	27,3	16,9	10	120	40
6	24,7	19,4	30	150	50
7	28,1	18,4	35	210	55
8	27,8	19,8	25	290	25
9	26,1	17,1	40	300	30
10	29,4	18,7	50	320	40

Продолжение табл. 12

Номер варианта	$\Delta h_i \cdot 10^{-3}$ (в м) при σ_i, кПа				
	10	100	200	300	400
1	0,01	0,12	0,18	0,23	0,26
2	0,012	0,15	0,21	0,26	0,3
3	0,014	0,17	0,26	0,32	0,36
4	0,011	0,13	0,2	0,26	0,31
5	0,01	0,11	0,19	0,26	0,32
6	0,013	0,14	0,21	0,27	0,31
7	0,1	0,16	0,22	0,26	0,29
8	0,016	0,15	0,24	0,32	0,38
9	0,017	0,13	0,22	0,3	0,36
10	0,015	0,11	0,23	0,32	0,39

Относительная деформация по формуле (34) при $h_0 = 45 \cdot 10^{-3}$ м для $\sigma_1 = 10$ кПа

$$e_z = 0{,}01 \cdot 10^{-3} / (45 \cdot 10^{-3}) = 0{,}222 \cdot 10^{-3}.$$

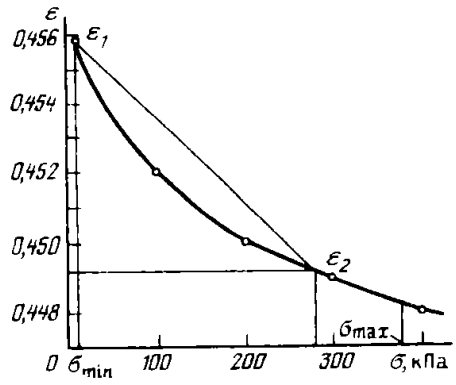
Коэффициент пористости по формуле (33) при $\sigma_1 = 10$ кПа

$$\epsilon_1 = 0{,}456 - 0{,}222(1 + 0{,}456) \cdot 10^{-3} = 0{,}455.$$

При выполнении аналогичных вычислений для остальных значений σ_i (см. табл. 12) получим:

σ_i, кПа	10	100	200	300	400
$e_z \cdot 10^{-3}$	0,222	2,666	4	5,111	5,777
ϵ_i	0,456	0,452	0,450	0,449	0,448

Рис. 10. Компрессионная кривая для данных испытаний образца на сжатие для интервала напряжений $[\sigma_{min}, \sigma_{max}]$



По полученным данным строим график $\epsilon_i = f(\sigma_i)$ (рис. 10).

Значение $a_{уп}$ найдем из выражения (36). Для этого на графике $\epsilon_i = f(\sigma_i)$ определим значения ϵ_i при напряжениях, соответствующих граничным значениям интервала, т.е. при $\sigma_1 = \sigma_{min}$ и $\sigma_2 = \sigma_{max}$. В данном примере $\epsilon_1 = 0{,}456$, $\epsilon_2 = 0{,}449$. Отсюда

$$a_{уп} = (0{,}456 - 0{,}449)/(280 - 10) = 2{,}592 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{кПа}}.$$

Задача 13. Образец полностью водонасыщенного грунта высотой h_0 с поперечным сечением A, влажностью $w_{нас}$ и удельным весом частиц грунта Δ испытан на сжатие. Вес образца q_0 до начала испытания и в ходе его сжатия приведен в табл. 13. Построить компрессионную кривую и определить коэффициент уплотнения грунта $a_{уп}$ для всего интервала напряжений.

Решение. Вначале из выражения (22) определим коэффициент пористости грунта до его уплотнения:

$$\epsilon_0 = 26{,}41 \cdot 0{,}2254/9{,}8 = 0{,}607.$$

Осадка грунта после уплотнения по формуле (37) при $\sigma_1 = 100$ кПа

$$\Delta h_1 = (4{,}180 - 4{,}174)/(55 \cdot 10^{-4} \cdot 9{,}8 \cdot 10^3) = 0{,}11 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Откуда коэффициент пористости по формуле (35) при $\sigma_1 = 100$ кПа

$$\epsilon_1 = 0{,}607 - 0{,}11 \cdot 10^{-3}(1 + 0{,}607)/(40 \cdot 10^{-3}) = 0{,}603.$$

При выполнении аналогичных вычислений для остальных значений (см. табл. 13) получим:

σ_i, кПа 100	200	300	400
$\Delta h_i \cdot 10^{-3}$, м 0,11	0,18	0,24	0,28
ϵ_i 0,603	0,6	0,598	0,596

Таблица 13. **Исходные данные к задаче 13**

Номер варианта	$h_0 \cdot 10^{-3}$, м	$A \cdot 10^{-4}$, м^2	$w_{нас}$, %	Δ, кН/м^3	q_0, Н
1	40	55	22,54	26,41	4,18
2	30	65	27,65	24,2	3,71
3	25	68	21,49	26,13	3,23
4	35	70	28,31	25,72	4,65
5	45	75	24,73	28,74	3,37
6	50	80	25,39	27,49	4
7	55	65	26,82	25,94	3,57
8	40	64	27,14	25,21	4,86
9	35	72	28,11	27,42	4,79
10	30	78	23,42	28,17	4,45

Продолжение табл. 13

Номер варианта	Вес образца грунта после уплотнения (в Н) при σ_i, кПа			
	100	200	300	400
1	4,174	4,17	4,167	4,165
2	3,703	3,699	3,696	3,694
3	3,22	3,216	3,213	3,211
4	4,639	4,632	4,628	4,625
5	3,361	3,355	3,351	3,348
6	3,99	3,984	3,979	3,975
7	3,56	3,554	3,549	3,545
8	4,851	4,845	4,84	4,836
9	4,781	4,775	4,771	4,768
10	4,442	4,433	4,426	4,422

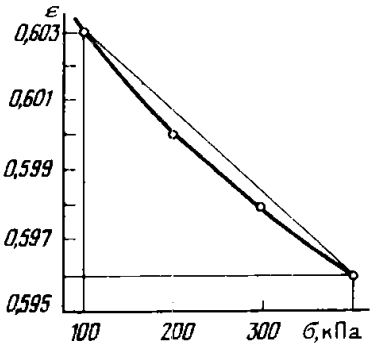


Рис. 11. Компрессионная кривая для данных испытаний образца на сжатие для всего интервала напряжений

Компрессионная кривая, построенная по расчетным данным, представлена на рис. 11.

Коэффициент уплотнения по формуле (36) для рассматриваемого диапазона

$$a_{уп} = (0{,}603 - 0{,}596)/(400 - 100) =$$

$$= 2{,}33 \cdot 10^{-5} \ \frac{1}{\text{кПа}}.$$

ГЛАВА 2

РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ

Напряжения в грунте определяют для оценки прочности, устойчивости и деформации грунтовых оснований при действии на них нагрузок различных видов.

4. РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ОТ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛЫ

Нормальные напряжения в любой точке M (x, z) грунтового основания при действии сосредоточенной силы P (рис. 12, *а*)

$$\sigma_z = A_0 P/z^2, \tag{38}$$

где A_0 – коэффициент, определяемый по табл. 14 в зависимости от отношения $|x|/z$.

В случае одновременного действия нескольких сосредоточенных сил (рис. 12, *б*) суммарное вертикальное нормальное напряжение

$$\sigma_{z\Sigma} = \sum_{i=1}^{i} A_{0i} P_i/z_i^2. \tag{39}$$

Задача 14. Определить нормальные напряжения в точке M (x, z), создаваемые сосредоточенной силой P – одиночной опорой–стойкой надземного трубопровода (см. рис. 12, *а*), при следующих исходных данных (табл. 15).

Решение. Для нахождения коэффициента A_0 вычислим предварительно отношение $|x|/z = |-0{,}5|/1 = 0{,}5$, откуда $A_0 = 0{,}2733$ (см. табл. 14).

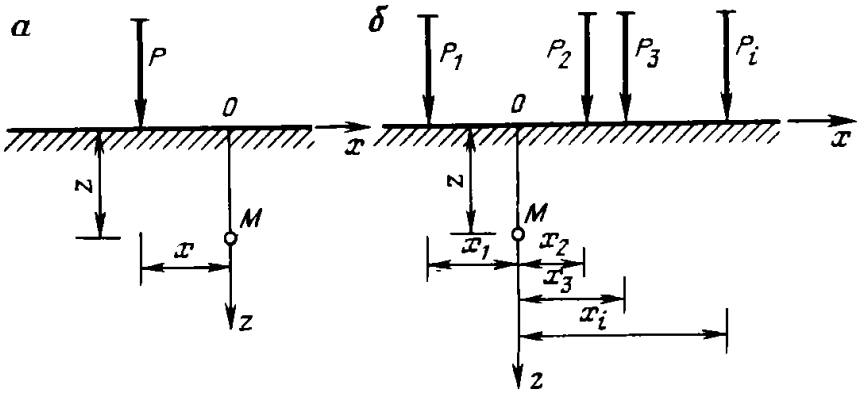


Рис. 12. Расчетная схема к определению напряжений в грунте при действии сосредоточенных сил P

Таблица 14. **Значения коэффициента A_0**

$\lvert x\rvert/z$	A_0	$\lvert x\rvert/z$	A_0	$\lvert x\rvert/z$	A_0	$\lvert x\rvert/z$	A_0
0,00	0,4775	0,52	0,2625	1,04	0,0764	1,65	0,0179
0,02	0,4770	0,54	0,2518	1,06	0,0727	1,70	0,0160
0,04	0,4756	0,56	0,2414	1,08	0,0691	1,75	0,0144
0,06	0,4732	0,58	0,2313	1,10	0,0658	1,80	0,0129
0,08	0,4699	0,60	0,2214	1,12	0,0626	1,85	0,0116
0,10	0,4657	0,62	0,2117	1,14	0,0595	1,90	0,0105
0,12	0,4607	0,64	0,2024	1,16	0,0567	1,95	0,0095
0,14	0,4548	0,66	0,1934	1,18	0,0539	2,00	0,0085
0,16	0,4482	0,68	0,1846	1,20	0,0513	2,10	0,0070
0,18	0,4409	0,70	1,1762	1,22	0,0489	2,20	0,0058
0,20	0,4329	0,72	0,1681	1,24	0,0466	2,30	0,0048
0,22	0,4242	0,74	0,1603	1,26	0,0443	2,40	0,0040
0,24	0,4151	0,76	0,1527	1,28	0,0422	2,50	0,0034
0,26	0,4054	0,78	0,1455	1,30	0,0402	2,60	0,0029
0,28	0,3954	0,80	0,1386	1,32	0,0384	2,70	0,0024
0,30	0,3849	0,82	0,1320	1,34	0,0365	2,80	0,0021
0,32	0,3742	0,84	0,1257	1,36	0,0348	2,90	0,0017
0,34	0,3632	0,86	0,1196	1,38	0,0332	3,00	0,0015
0,36	0,3521	0,88	0,1138	1,40	0,0317	3,50	0,0007
0,38	0,3408	0,90	0,1083	1,42	0,0302	4,00	0,0004
0,40	0,3294	0,92	0,1031	1,44	0,0288	4,50	0,0002
0,42	0,3181	0,94	0,0981	1,46	0,0275	5,00	0,0001
0,44	0,3068	0,96	0,0933	1,48	0,0263		
0,46	0,2955	0,98	0,0887	1,5	0,0251		
0,48	0,2843	1,00	0,0844	1,55	0,0224		
0,50	0,2733	1,02	0,0803	1,60	0,0200		

Таблица 15. **Исходные данные к задаче 14**

Исходные данные	Номер варианта									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
x, м	−0,5	2,5	3,2	1,4	2	0,8	−1,1	3	1	−1,2
z, м	1	1,25	0,8	0,7	4	2	0,55	6	2,5	2,4
P, кН	40,4	62	32,5	54,2	45,1	52,7	63,8	71,9	39,2	74,3

По формуле (38) нормальные напряжения в рассматриваемой точке $M\ (x, z)$

$$\sigma_z = 0{,}2733 \cdot 40{,}4/1^2 = 11{,}041 \text{ кПа}.$$

Таблица 16. **Исходные данные к задаче 15**

Номер варианта	z, м	l, м	Номер варианта	z, м	l, м
1	3	27	6	4	32
2	3,5	25	7	4,5	36
3	2,5	23	8	4,8	41
4	3,2	20	9	4,2	34
5	2,8	24	10	4,6	40

Задача 15. Определить нормальное вертикальное напряжение в точке, находящейся посередине пролета между двумя смежными опорами надземного трубопровода на глубине z, если ширина пролета равна l (табл. 16). Вертикальную нагрузку на опору принять по условию задачи 14.

Решение. Согласно условию задачи рассматриваемая точка отстоит от точек приложения сил на расстоянии $x_1 = x_2 = l/2 = 27/2 = 13{,}5$ м. Отсюда $x_1/z = x_2/z = 13{,}5/3 = 4{,}5$. Поэтому $A_{01} = A_{02} = 0{,}0002$ (см. табл. 14). В результате суммарное напряжение в рассматриваемой точке при $P_1 = P_2 = 40{,}4$ кН по формуле (39)

$$\sigma_{z\Sigma} = 2 \cdot 0{,}0002 \cdot 40{,}4 \cdot 10^3/(3)^2 = 1{,}795 \text{ Па}.$$

5. РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ОТ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ

В практике сооружения объектов транспорта нефти и газа имеют место распределенные нагрузки следующих видов:

равномерно распределенные от веса ленточного фундамента;

треугольные распределенные от веса отвала грунта;

трапецеидальные распределенные от веса обвалования наземного трубопровода, дорожной насыпи.

В зависимости от конфигурации эпюры распределения нагрузки q[1] используют различные расчетные формулы для определения напряжений в грунте.

Равномерно распределенная нагрузка (рис. 13). Нормальные вертикальные σ_z и горизонтальные σ_x напряжения в любой точке M (x, z) грунтового основания определяют соответственно по формулам

$$\sigma_z = A_1 q; \tag{40}$$

$$\sigma_x = B_1 q, \tag{41}$$

[1] Под q понимают нагрузку, приходящуюся на единицу площади поверхности нагружения, поэтому q имеет ту же размерность, что и напряжение или давление.

Таблица 17. **Значения коэффициента A_1**

β_1	α_1											
	0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	3	4	5
0	1	1	1	1	1	1	–	0	0	0	0	0
0,1	1	1	1	1	1	1	0,5	0,002	0	0	0	0
0,2	0,998	0,996	0,996	0,996	0,989	0,961	0,499	0,01	0,005	0	0	0
0,3	0,993	0,998	0,987	0,985	0,966	0,91	0,498	0,03	0,005	0,001	0	0
0,5	0,96	0,96	0,954	0,942	0,907	0,808	0,496	0,09	0,019	0,002	0,001	0
0,7	0,906	0,905	0,9	0,887	0,83	0,732	0,489	0,148	0,042	0,005	0,004	0,001
1	0,822	0,82	0,815	0,807	0,728	0,651	0,479	0,218	0,084	0,017	0,005	0,003
1,5	0,67	0,666	0,661	0,647	0,607	0,552	0,449	0,262	0,145	0,05	0,015	0,007
2	0,54	0,54	0,543	0,535	0,511	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,013
3	0,397	0,395	0,395	0,389	0,379	0,354	0,334	0,273	0,211	0,114	0,059	0,032
4	0,306	0,305	0,304	0,303	0,292	0,291	0,275	0,243	0,205	0,134	0,083	0,051
5	0,242	0,242	0,242	0,241	0,239	0,237	0,231	0,215	0,188	0,14	0,094	0,065

Таблица 18. **Значения коэффициента B_1**

β_1	α_1											
	0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	3	4	5
0	1	1	1	1	1	1	–	0	0	0	0	0
0,1	0,972	0,872	0,871	0,864	0,835	0,774	0,468	0,123	0,042	0,015	0,009	0,006
0,2	0,754	0,75	0,742	0,736	0,685	0,593	0,437	0,19	0,079	0,03	0,016	0,016
0,3	0,643	0,643	0,618	0,615	0,564	0,482	0,405	0,238	0,117	0,047	0,027	0,015
0,5	0,45	0,448	0,44	0,462	0,399	0,356	0,348	0,286	0,171	0,074	0,041	0,026
0,7	0,314	0,309	0,305	0,301	0,286	0,276	0,291	0,284	0,2	0,096	0,054	0,034
1	0,134	0,186	0,191	0,199	0,178	0,195	0,225	0,224	0,211	0,122	0,074	0,049
1,5	0,08	0,081	0,081	0,087	0,097	0,114	0,143	0,18	0,185	0,145	0,097	0,068
2	0,042	0,042	0,043	0,045	0,055	0,067	0,089	0,123	0,145	0,135	0,103	0,077
3	0,016	0,013	0,013	0,017	0,021	0,028	0,04	0,063	0,084	0,102	0,097	0,083
4	0,006	0,006	0,006	0,007	0,01	0,013	0,021	0,033	0,049	0,071	0,078	0,075
5	0	0	0	0	0,002	0,004	0,011	0,02	0,03	0,048	0,062	0,053

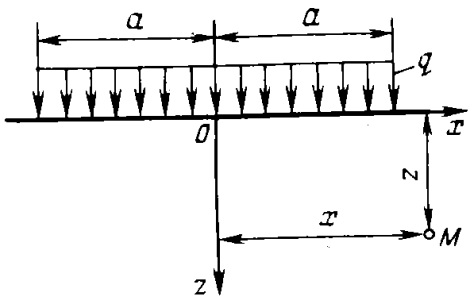


Рис. 13. Расчетная схема к определению напряжений в грунте при действии равномерно распределенной нагрузки

где A_1, B_1 – коэффициенты, принимаемые в зависимости от относительных координат $\alpha_1 = |x|/a$ и $\beta_1 = z/a$ соответственно по табл. 17 и 18.

При прямоугольном очертании фундамента в плане нормальные напряжения определяют методом угловых точек. Напряжения в точках под углом прямоугольника загрузки (фундамента) интенсивностью q

$$\sigma_z = A_2 q; \tag{42}$$

$$\sigma_x = B_2 q, \tag{43}$$

а под центром фундамента

$$\sigma_z = A_2' q,$$

где A_2, B_2 – коэффициенты, принимаемые в зависимости от соотношения сторон прямоугольника загрузки $\alpha_2 = a/b$ (где $2a$ – бо́льшая сторона фундамента) и относительной координаты точки $\beta_2 = z/b$ соответственно по табл. 19 и 20; $A_2' = 4A_2$.

Когда рассматриваемая точка не совпадает с вершиной прямоугольника загрузки, напряжения находят следующим образом. Если точка M находится на контуре прямоугольника (рис. 14,*а*), то нормальные напряжения определяют как сумму двух угловых напряжений, соответствующих прямоугольникам загрузки *ABME* и *EMCD*. Если точка M находится внутри прямоугольника загрузки (рис. 14,*б*), то нормальные напряжения находят как сумму угловых напряжений четырех прямоугольников загрузки *ANME*, *NBFM*, *EMGD* и *MFCG*. Если точка M находится вне прямоугольника (рис. 14,*в*), то нормальные напряжения принимают равными сумме угловых напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам *NBFM* и *MFCG*, взятых со знаком "плюс", и напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам *NAEM* и *MEDG*, взятых со знаком "минус".

Треугольная распределенная нагрузка. При действии нагрузки, распространенной по закону прямоугольного треугольника (рис. 15,*а*), нормальное вертикальное напряжение в любой точке M (x, z) основания определяют по формуле

$$\sigma_z = A_3 q, \tag{44}$$

Таблица 19. **Значения коэффициента A_2**

β_2	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон α_2						Ленточные фундаменты при $a/b \geqslant 10$
		1	1,4	2	3	4	6	
0	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
0,2	0,243	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249
0,4	0,237	0,24	0,243	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244
0,6	0,213	0,223	0,23	0,233	0,234	0,234	0,234	0,234
0,8	0,189	0,2	0,212	0,218	0,22	0,22	0,22	0,22
1	0,168	0,175	0,191	0,2	0,203	0,204	0,205	0,205
1,4	0,117	0,131	0,151	0,164	0,171	0,173	0,174	0,174
2	0,071	0,084	0,103	0,12	0,131	0,135	0,137	0,137
2,4	0,053	0,064	0,081	0,098	0,111	0,116	0,118	0,119
3	0,039	0,045	0,058	0,073	0,087	0,093	0,097	0,099
3,6	0,026	0,032	0,043	0,047	0,069	0,076	0,081	0,084
4,4	0,018	0,023	0,031	0,035	0,053	0,06	0,065	0,07
5,2	0,013	0,016	0,023	0,031	0,041	0,048	0,053	0,06
6	0,01	0,013	0,017	0,024	0,033	0,039	0,044	0,052
7,2	0,007	0,009	0,012	0,017	0,028	0,029	0,035	0,044
8,4	0,005	0,007	0,009	0,013	0,018	0,023	0,027	0,037
10	0,004	0,005	0,007	0,009	0,013	0,017	0,022	0,031
12	0,002	0,004	0,005	0,007	0,01	0,013	0,016	0,026

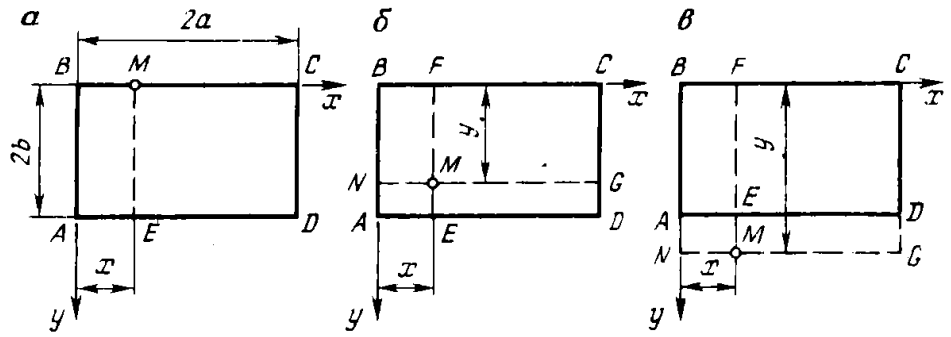


Рис. 14. Расчетная схема к определению напряжений в грунте под фундаментом прямоугольного сечения

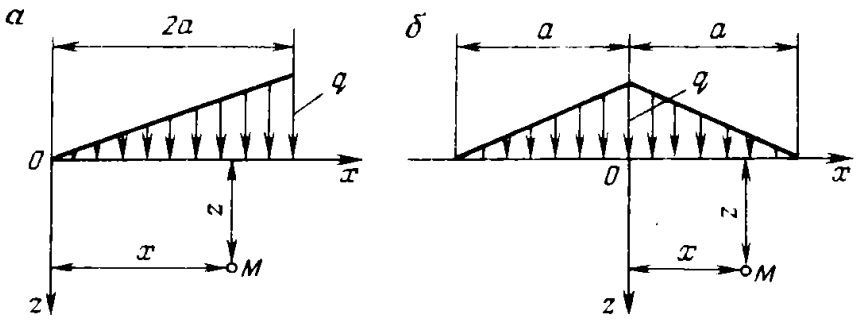


Рис. 15. Расчетная схема к определению напряжений в грунте при действии треугольной распределенной нагрузки

Таблица 20. **Значения коэффициента B_2**

β_2	α_2					
	1	1,5	2	3	5	7
0	0,188	0,203	0,214	0,224	0,234	0,238
0,2	0,16	0,175	0,183	0,194	0,173	0,206
0,4	0,133	0,146	0,154	0,164	0,15	0,178
0,6	0,108	0,12	0,127	0,137	0,12	0,149
0,8	0,087	0,098	0,104	0,112	0,1	0,124
1	0,068	0,077	0,084	0,091	0,057	0,102
1,5	0,035	0,041	0,046	0,052	0,033	0,061
2	0,017	0,021	0,023	0,027	0,018	0,036
2,5	0,007	0,008	0,013	0,014	0,009	0,023
3	0,002	0,002	0,008	0,005	0	0,011
4	–	–	–	–	–	0,002

Таблица 21. **Значения коэффициента A_3**

β_3	α_3					
	−1,5	−1	−0,5	0	0,25	0,5
0	0	0	0	0	0,25	0,5
0,25	–	–	0,001	0,075	0,256	0,48
0,5	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,41
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335
1	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275
1,5	0,02	0,048	0,096	0,145	0,178	0,2
2	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155
3	0,05	0,064	0,08	0,096	0,103	0,104
4	0,051	0,06	0,067	0,075	0,078	0,085
5	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063
6	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053

Продолжение табл. 21

β_3	α_3				
	0,75	1	1,5	2	2,5
0	0,75	0,5	0	0	0
0,25	0,643	0,424	0,015	0,003	–
0,5	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,5	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2	0,163	0,153	0,108	0,069	0,05
3	0,108	0,104	0,09	0,071	0,05
4	0,082	0,075	0,073	0,06	0,049
5	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047
6	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Таблица 22. **Значения коэффициента A_4**

β_4	α_4			
	0	0,5	1	1,5
0	1	0,5	0	0
0,25	0,848	0,495	0,078	0,001
0,5	0,706	0,466	0,144	0,026
0,75	0,586	0,443	0,177	0,051
1,0	0,482	0,404	0,204	0,074
1,5	0,37	0,324	0,207	0,137
2	0,306	0,263	0,196	0,142
3	0,208	0,194	0,167	0,13
4	0,15	0,158	0,135	0,116
5	0,13	0,124	0,11	0,104
6	0,106	0,103	0,101	0,095

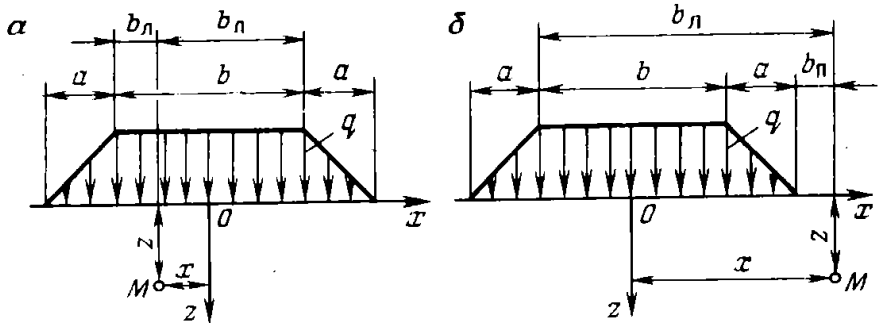


Рис. 16. Расчетная схема к определению напряжений в грунте при действии трапецеидальной распределенной нагрузки

где A_3 – коэффициент, принимаемый по табл. 21 с учетом относительных координат точки M: $\alpha_3 = x/2a$ и $\beta_3 = z/2a$.

При действии нагрузки, распространенной по закону равнобедренного треугольника (рис. 15,*б*), нормальные напряжения в точке $M\ (x, z)$

$$\sigma_z = A_4 q; \tag{45}$$

$$\sigma_x = B_4 q, \tag{46}$$

где A_4, B_4 – коэффициенты, принимаемые в зависимости от относительных координат $\alpha_4 = |x|/a$ и $\beta_4 = z/a$ рассматриваемой точки соответственно по табл. 22 и 23.

Трапецеидальная распределенная нагрузка. Для случая равнобедренной трапеции (рис. 16) нормальные вертикальные напряжения в точке $M\ (x, z)$ грунтового основания

$$\sigma_z = A_5 q, \tag{47}$$

где $A_5 = A_л + A_п$, если точка M находится под трапецией (см. рис. 16,*а*), и $A_5 = |A_л - A_п|$, если точка M находится вне трапеции (см. рис. 16,*б*).

Таблица 23. **Значения коэффициента B_4**

β_4	α_4					
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25
0	1	0,75	0,5	0,25	0,01	0,002
0,25	0,55	0,617	0,68	0.68	0,3	0,14
0,5	0,244	0,327	0,813	0,813	0,65	0,199
0,75	0,1	0,12	0,34	0,34	0,464	0,198
1	0,07	0,077	0,13	0,13	0,16	0,17
1,25	0,045	0,05	0,084	0,084	0,1	0,12
1,5	0,03	0,035	0,063	0,063	0,08	0,093

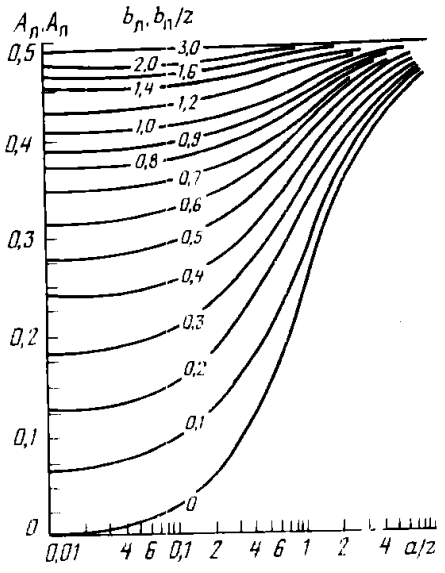


Рис. 17. Диаграмма Остерберга для определения значений $A_л$ и $A_п$

Значения слагаемых $A_л$ и $A_п$ находят по диаграмме Остерберга (рис. 17) в зависимости от отношения a/z и $b_л, b_п/z$, где

$$b_л = \begin{cases} |b/2 + x|, \text{ при } |x| \leqslant b/2 + a; \\ b/2 + x, \text{ при } x > b/2 + a; \\ |b/2 + a + x|, \text{ при } x < -(b/2 + a); \end{cases} \tag{48}$$

$$b_п = \begin{cases} |b/2 - x|, \text{ при } |x| \leqslant b/2 + a; \\ |b/2 + a - x|, \text{ при } x > b/2 + a; \\ b/2 - x, \text{ при } x < -(b/2 + a). \end{cases} \tag{49}$$

Комбинированная полосовая нагрузка. Полосовую нагрузку, распределенную по закону, отличному от вышерассмотренных, представляют в виде комбинации прямоугольной, трапецеидальной и треугольной. Например, полосовая нагрузка (рис. 18,*а*) эквивалентна сумме нагрузок треугольной и прямолинейной (рис. 18,*в*). На рис. 18,*г* показано разбиение эпюры комбинированной нагрузки, имеющей такой же вид, как на рис. 18,*б*.

Примечание. В случае заглубления сооружения в грунт, например, на величину t расчетная интенсивность распределенной нагрузки $q^* = q - \gamma_{ест} t$ (где $\gamma_{ест}$ – удельный вес грунта выемки).

Задача 16. Ленточный фундамент шириной $2a$ (табл. 24) находится на поверхности грунта (см. рис. 13). Определить нормальные напряжения в точке $M(x, z)$ грунтового основания, если интенсивность распределенной нагрузки равна q.

Решение. Определяем относительные координаты точки $M(x, z)$: $\alpha_1 = x/a = 2/1 = 2$; $\beta_1 = z/a = 1{,}5/1 = 1{,}5$. Находим $A_1 = 0{,}145$ (см.

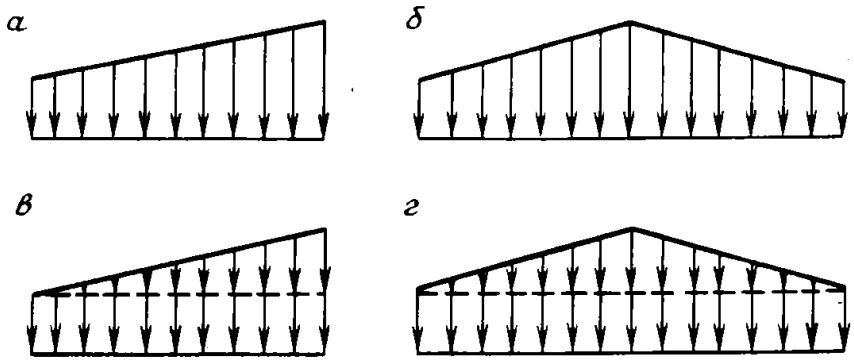


Рис. 18. Схема разбиения комбинированной полосовой нагрузки

табл. 17), $B_1 = 0{,}185$ (см. табл. 18). Отсюда нормальные напряжения в точке M по формулам (40) и (41):

$$\sigma_z = 0{,}145 \cdot 27{,}52 = 3{,}99 \text{ кПа};$$

$$\sigma_x = 0{,}185 \cdot 27{,}52 = 5{,}09 \text{ кПа}.$$

Задача 17. По условиям задачи 16 построить эпюры напряжений σ_z (в долях от q) по вертикали $x = 0$ и горизонтали $z = 1{,}5$ м (шаг по горизонтали и вертикали принять равным 1 м).

Решение. Относительная координата $\alpha_1 = 0$ для всех точек вертикали, а β_1 будет принимать различные значения в зависимости от z. С учетом этого найдем, как и в предыдущей задаче, коэффициент A_1.

Таблица 24. **Исходные данные к задаче 16**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
a, м	1	2,4	1,2	1,4	1,6
x, м	2	1,7	2,4	2,8	0,8
z, м	1,5	0,68	0,6	2,8	1,6
q, кПа	27,52	28,41	26,54	29,12	31,19

Продолжение табл. 24

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
a, м	1,6	1	1,3	1,5	2,4
x, м	1,6	2,5	0,26	3	2,4
z, м	2,4	2	1,3	2,25	1,2
q, кПа	32,27	41,85	34,59	38,71	42,15

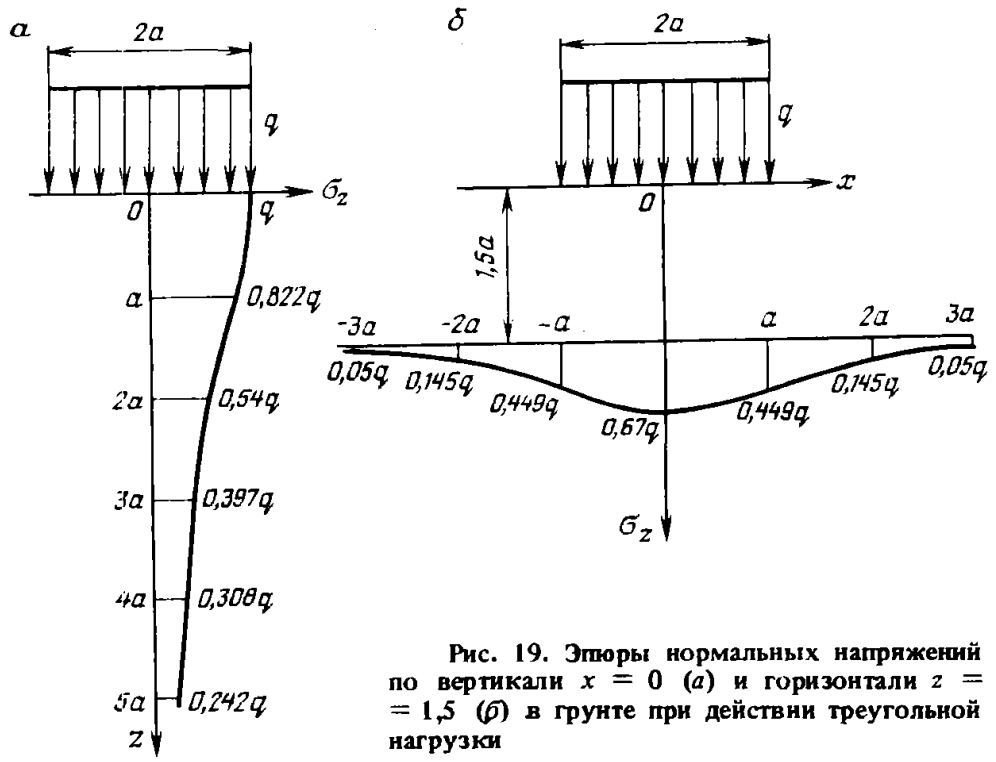


Рис. 19. Эпюры нормальных напряжений по вертикали $x = 0$ ($а$) и горизонтали $z = 1{,}5$ ($б$) в грунте при действии треугольной нагрузки

При $z = 1$ имеем $\beta_1 = z/a = 1/1 = 1$, а $A_1 = 0{,}822$ (см. табл. 17). Отсюда $\sigma_z = 0{,}822 \cdot 27{,}52 = 22{,}62$ кПа. Вычисленные значения σ_z при $x = 0$ и $z = 1{,}5$ м представлены в табл. 25.

Построенные по результатам вычислений эпюры нормальных напряжений представлены на рис. 19.

Задача 18. Фундамент прямоугольного очертания в плане имеет длину $2а$ и ширину $2в$ (табл. 26). Распределенная нагрузка, создаваемая фундаментом, q. Определить нормальное напряжение в точке M под ребром и в точке M' под центром фундамента на глубине z.

Таблица 25. **Расчетные значения σ_z (доля от q)**

$x = 0$			$z = 1{,}5$ м		
z, м	A_1	σ_z	x, м	A_1	σ_z
0	1	q	0	0,67	$0{,}67q$
1	0,822	$0{,}822q$	1	0,449	$0{,}449q$
2	0,54	$0{,}54q$	2	0,145	$0{,}145q$
3	0,397	$0{,}397q$	3	0,05	$0{,}05q$
4	0,308	$0{,}308q$	4	0,015	$0{,}015q$
5	0,242	$0{,}242q$	5	0,007	$0{,}007q$

Таблица 26. **Исходные данные к задаче 18**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
a, м	12	16	15	18	20
b, м	3	4	5	3	5
z, м	4,2	3,2	3	6	7
q, кПа	42,41	51,99	78,42	29,81	39,75

Продолжение табл. 26

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
a, м	21	12	18	7,5	10
b, м	2	4	6	5	2,5
z, м	4,8	2,4	2,4	3	2,5
q, кПа	64,22	59,18	49,34	41,05	32,11

Решение. Отношение сторон фундамента $\alpha_2 = 2a/(2b) = 2 \cdot 12(2 \times 3) = 4$.

Относительная координата точек M и M' $\beta_2 = z/b = 4{,}2/3 = 1{,}4$.

При $\alpha_2 = 4$ и $\beta_2 = 1{,}4$ находим $A_2 = 0{,}173$ (см. табл. 19). Отсюда нормальное напряжение в точке M по формуле (42)

$$\sigma_z = 0{,}173 \cdot 42{,}41 = 7{,}337 \text{ кПа}.$$

Поскольку $A_2' = 4 \cdot A_2 = 0{,}692$, то в точке M'

$$\sigma_z = 0{,}692 \cdot 42{,}41 = 29{,}348 \text{ кПа}.$$

Задача 19. Используя данные задачи 18, методом угловых точек определить нормальные напряжения в точке M (x, y, z), находящейся на контуре прямоугольника загрузки (см. рис. 14,*а*), при $x = 6$ м, $y = 0$, $z = 3$ м.

Решение. Искомые напряжения в точке M (6; 0; 3) представляют собой суммы соответствующих угловых напряжений прямоугольников загрузки $ABME$ и $EMCD$.

Для прямоугольника $ABME$ имеем

$$\alpha_2 = BM/AB = x/2b = 6/2 \cdot 3 = 1;$$

$$\beta_2 = z/b = 3/3 = 1;$$

$A_2 = 0{,}175$, $B_2 = 0{,}068$ (см. табл. 19, 20) и по формулам (42) и (43) соответственно

$$\sigma_z = 0{,}175 \cdot 42{,}41 = 7{,}422 \text{ кПа};$$

$\sigma_x = 0{,}068 \cdot 42{,}41 = 2{,}884$ кПа.

Для прямоугольника $EMCD$ имеем:

$\alpha_2 = MC/EM = (2a - x)/(2b) = (2 \cdot 12 - 6)/(2 \cdot 3) = 3;$

$\beta_2 = z/b = 3/3 = 1;$

$A_2 = 0{,}203$, $B_2 = 0{,}091$ (см. табл. 19, 20) и по формулам (42) и (43) соответственно

$\sigma_z = 0{,}203 \cdot 42{,}41 = 8{,}609$ кПа;

$\sigma_x = 0{,}091 \cdot 42{,}41 = 3{,}859$ кПа.

В итоге суммарные нормальные напряжения в точке M:

$\sigma_{z\Sigma} = 7{,}422 + 8{,}609 = 16{,}031$ кПа;

$\sigma_{x\Sigma} = 2{,}884 + 3{,}859 = 6{,}743$ кПа.

Задача 20. Используя данные задачи 18, методом угловых точек определить нормальные напряжения в точке M с координатами $x = 4$ м, $y = 2$ м, $z = 5$ м (см. рис. 14,*б*).

Решение. В соответствии с вышеприведенными рекомендациями прямоугольник загрузки $ABCD$ разбиваем на следующие блоки: $ANME$, $NBFM$, $EMGD$ и $MFCG$. Искомое напряжение вычисляем далее как сумму угловых напряжений в общей точке M от каждого из четырех выделенных блоков (табл. 27).

Таблица 27. **Результаты расчета σ_z и σ_x**

Блок	α_2	β_2	A_2	B_2	σ_z, кПа	σ_x, кПа
ANME	1	2,5	0,061	0,007	2,58	0,29
NBFM	2	5	0,032	0	1,36	0
EMGD	5	2,5	0,113	0,009	4,79	0,38
MFCG	10	5	0,062	0	2,63	0
ABCD	–	–	–	–	11,36	0,67

Задача 21. Используя условия задачи 18, определить нормальные напряжения в точке M, находящейся вне прямоугольника загрузки фундамента, при $x = 14$, $y = 13$ м, $z = 8$ м (см. рис. 14,*в*).

Решение. Искомое нормальное напряжение в точке M (14; 13; 8) равно сумме угловых напряжений блоков $NBFM$ и $MFCG$, уменьшенной на величину напряжения, создаваемого блоками $NAEM$ и $MEDG$, в общей для всех прямоугольников точке M.

Для прямоугольника $NBFM$ ($BF > NB$) имеем:

$\alpha_2 = BF/NB = x/y = 14/13 = 1{,}07;$

$\beta_2 = 2z/y = 2 \cdot 8/13 = 1{,}23;$

$A_2 = 0{,}153$; $B_2 = 0{,}062$ (см. табл. 19, 20) и по формулам (42) и (43) соответственно

$\sigma_z = 0{,}153 \cdot 42{,}41 = 6{,}489$ кПа;

$\sigma_x = 0{,}062 \cdot 42{,}41 = 2{,}629$ кПа.

Для прямоугольника $NAEM$ $(NM > AN)$:

$\alpha_2 = AE/NA = x/(y - 2b) = 14/(13 - 2 \cdot 3) = 2;$

$\beta_2 = 2z/(y - 2b) = 2 \cdot 8/(13 - 6) = 2{,}28;$

$A_2 = 0{,}105$; $B_2 = 0{,}017$ (см. табл. 19, 20) и по формулам (42) и (43) соответственно

$\sigma_z = 0{,}105 \cdot 42{,}41 = 4{,}453$ кПа;

$\sigma_x = 0{,}017 \cdot 42{,}41 = 0{,}721$ кПа.

Для прямоугольника $MFCG$ $(MF > FC)$ имеем

$\alpha_2 = MF/FC = y/(2a - x) = 13/(2 \cdot 12 - 14) = 1{,}3;$

$\beta_2 = 2z/FC = 2z/(2a - x) = 2 \cdot 8/(2 \cdot 12 - 14) = 1{,}6;$

$A_2 = 0{,}13$; $B_2 = 0{,}034$ (см. табл. 19, 20) и по формулам (42) и (43) соответственно

$\sigma_z = 0{,}13 \cdot 42{,}41 = 5{,}513$ кПа;

$\sigma_x = 0{,}034 \cdot 42{,}41 = 1{,}442$ кПа.

Для прямоугольника $MEDG$ $(ED > ME)$ имеем:

$\alpha_2 = ED/ME = (2a - x)/(y - 2b) = (2 \cdot 12 - 14)/(13 - 2 \cdot 3) = 1{,}42;$

$\beta_2 = 2z/(y - 2b) = 2 \cdot 8/(13 - 2 \cdot 3) = 2{,}28;$

$A_2 = 0{,}086$; $B_2 = 0{,}011$ (см. табл. 19, 20) и по формулам (42) и (43) соответственно

$\sigma_z = 0{,}086 \cdot 42{,}41 = 3{,}647$ кПа;

$\sigma_x = 0{,}011 \cdot 42{,}41 = 0{,}466$ кПа.

В итоге

$\sigma_z = 6{,}489 - 4{,}453 + 5{,}513 - 3{,}647 = 3{,}902$ кПа;

$\sigma_x = 2{,}629 - 0{,}721 + 1{,}442 - 0{,}466 = 2{,}884$ кПа.

Задача 22. Грунтовая отсыпка шириной $2a$ создает распределенную нагрузку, изменяющуюся по закону треугольника, с максимальной интенсивностью q (см. рис. 15,*а*). Определить нормальное вертикальное напряжение в точке M (x, z) (табл. 28).

Решение. Относительные координаты точки M

$$\alpha_з = x/(2a) = 7{,}5/(2 \cdot 5) = 0{,}75;$$

$$\beta_з = z/(2a) = 2{,}5/(2 \cdot 5) = 0{,}25.$$

С учетом $\alpha_з$ и $\beta_з$ находим $A_з = 0{,}643$ (см. табл. 21). Отсюда по формуле (44)

$$\sigma_z = 0{,}643 \cdot 26{,}45 = 17{,}007 \text{ кПа}.$$

Задача 23. По условиям предыдущей задачи построить эпюры нормальных напряжений в долях от q для вертикальных сечений $x = 0$, $x = 1{,}5a$ и $x = 2a$ (рис. 20). Шаг по вертикали принять равным: $\Delta z = 0{,}5a$ в интервале $[0;\ 2a]$; $\Delta z = a$ в интервале $[2a;\ 4a]$ и $\Delta z = 2a$ в интервале $[4a;\ 10a]$.

Решение. Для всех точек сечения $x = 0$ относительная координата $\alpha_з = x/(2a) = 0/(2a) = 0$.

При $z = 0$ $\beta_з = z/(2a) = 0/(2a) = 0$. При $\alpha_з = 0$ и $\beta_з = 0$ находим $A_з = 0$ (см. табл. 21). Следовательно, $\sigma_z = A_з q = 0 \cdot q = 0$.

При $z = 0{,}5a$ $\beta_з = 0{,}5a/(2a) = 0{,}25$; $A_з = 0{,}075$; $\sigma_z = 0{,}075q$.

При $z = 1a$ $\beta_з = a/(2a) = 0{,}5$; $A_з = 0{,}127$; $\sigma_z = 0{,}127q$.

При $z = 1{,}5a$ $\beta_з = 1{,}5a/(2a) = 0{,}75$; $A_з = 0{,}153$; $\sigma_z = 0{,}153q$.

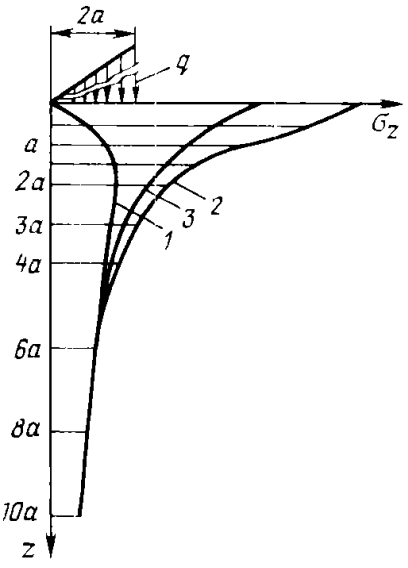


Рис. 20. Эпюры нормальных напряжений в грунте при действии треугольной нагрузки

Таблица 28. **Исходные данные к задаче 22**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
a, м	5	7	9	10	6
x, м	7,5	14	4,5	10	12
z, м	2,5	7	13,5	15	3
q, кПа	26,45	38,24	20,15	47,87	39,96

Продолжение табл. 28

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
a, м	8	10	6	7	9
x, м	8	−1	−3	−7	−4,5
z, м	24	5	9	10,5	4,5
q, кПа	25,11	36	37,19	28,72	49,83

При $z = 2a$ $\beta_3 = 2a/(2a) = 1$; $A_3 = 0{,}159$; $\sigma_z = 0{,}159q$.

При $z = 3a$ $\beta_3 = 3a/(2a) = 1{,}5$; $A_3 = 0{,}145$; $\sigma_z = 0{,}145q$.

При $z = 4a$ $\beta_3 = 4a/(2a) = 2$; $A_3 = 0{,}127$; $\sigma_z = 0{,}127q$.

При $z = 6a$ $\beta_3 = 6a/(2a) = 3$; $A_3 = 0{,}096$; $\sigma_z = 0{,}096q$.

При $z = 8a$ $\beta_3 = 8a/(2a) = 4$; $A_3 = 0{,}075$; $\sigma_z = 0{,}075q$.

При $z = 10a$ $\beta_3 = 10a/(2a) = 5$; $A_3 = 0{,}059$; $\sigma_z = 0{,}059q$.

Нормальные напряжения в сечениях $x = 1{,}5a$ и $x = 2a$ вычисляют аналогично. Поэтому, не останавливаясь на их расчете, приведем результаты вычислений (табл. 29).

Таблица 29. **Результаты вычислений**

z	$\sigma_z q$ при	
	$x = 1{,}5a$, $\alpha_3 = 0{,}75$	$x = 2a$, $\alpha_3 = 1$
0	0,75	0,5
$0{,}5a$	0,643	0,424
a	0,477	0,353
$1{,}5a$	0,361	0,293
$2a$	0,279	0,241
$3a$	0,202	0,185
$4a$	0,163	0,153
$6a$	0,108	0,104
$8a$	0,082	0,075
$10a$	0,063	0,065

Эпюры напряжений построены по результатам вычислений, для сечений $x = 0$, $x = 1{,}5a$ и $x = 2a$ (см. рис. 20 соответственно кривые *1, 2* и *3*). Максимальные напряжения возникают в сечении, близком к центру тяжести эпюры интенсивности распределенной нагрузки.

Задача 24. Насыпь шириной $2a$ (табл. 30) создает распределенную нагрузку, изменяющуюся по закону равнобедренного треугольника с максимальной интенсивностью q (см. рис. 15,*б*). Определить нормальные напряжения в точке $M(x, z)$.

Решение. Относительные координаты точки M (0,75; 4,5):

$$\alpha_4 = x/a = 0{,}75/3 = 0{,}25;$$

$$\beta_4 = z/a = 4{,}5/3 = 1{,}5.$$

При $\alpha_4 = 0{,}25$ и $\beta_4 = 1{,}5$, интерполируя, находим $A_4 = 0{,}347$, $b_4 = 0{,}035$ (см. табл. 22, 23).

Отсюда по формулам (45) и (46) нормальные напряжения в точке M:

$$\sigma_z = 0{,}347 \cdot 31{,}17 = 10{,}816 \text{ кПа};$$

$$\sigma_x = 0{,}035 \cdot 31{,}17 = 1{,}091 \text{ кПа}.$$

Задача 25. Используя условия задачи 24, построить эпюры нормальных напряжений σ_z в долях от q для вертикальных сечений $x = 0$ и $x = a$. Шаг по вертикали $\Delta z = 0{,}5a$ в интервале $[0; 2a]$ и $\Delta z = a$ в интервале $[2a; 6a]$.

Таблица 30. **Исходные данные к задаче 24**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
a, м	3	4	5	6	8
x, м	0,75	2	6,25	3	2
z, м	4,5	4	7,5	7,5	6
q, кПа	31,17	29,39	27,81	32,44	26,51

Продолжение табл. 30

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
a, м	7	9	12	11	13
x, м	3,5	13,5	3	5,5	0
z, м	10,5	4,5	12	8,25	6,5
q, кПа	25,05	22,11	23,76	24,15	25,27

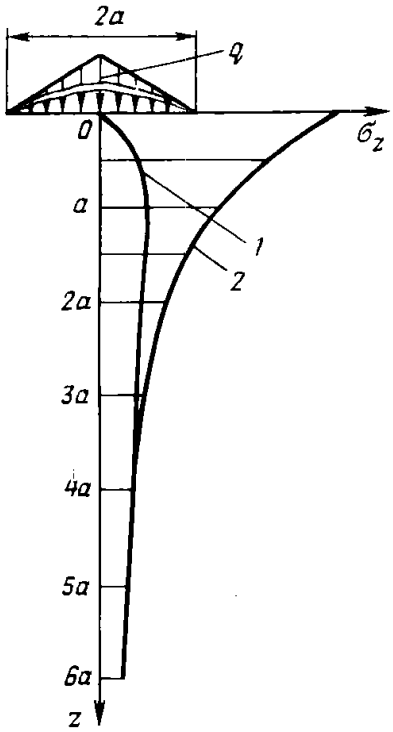


Рис. 21. Эпюры нормальных напряжений в грунте при действии нагрузки, распределенной по форме равнобедренного треугольника

Решение. Для всех точек сечения $x = 0$ относительная координата $\alpha_4 = x/a = 0/a = 0$.

$z = 0\ \beta_4 = z/a = 0/a = 0.$

При $\alpha_4 = 0$ и $\beta_4 = 0$ находим $A_4 = 1$. Следовательно, $\sigma_z = A_4 q = q$.

$z = 0{,}5a\ \beta_4 = 0{,}5a/a = 0{,}5;$

$A_4 = 0{,}706\ \sigma_z = 0{,}706q.$

$z = a\ \beta_4 = a/a = 1;\ A_4 = 0{,}482;$

$\sigma_z = 0{,}482q.$

$z = 1{,}5a\ \beta_4 = 1{,}5a/a = 1{,}5;$

$A_4 = 0{,}37;\ \sigma_z = 0{,}37q.$

$z = 2a\ \beta_4 = 2a/a = 2;\ A_4 = 0{,}306;\ \sigma_z = 0{,}306q.$

$z = 3a\ \beta_4 = 3a/a = 3;\ A_4 = 0{,}208;\ \sigma_z = 0{,}208q.$

$z = 4a\ \beta_4 = 4a/a = 4;\ A_4 = 0{,}15;\ \sigma_z = 0{,}15q.$

$z = 5a\ \beta_4 = 5a/a = 5;\ A_4 = 0{,}13;\ \sigma_z = 0{,}13q.$

$z = 6a\ \beta_4 = 6a/a = 6;\ A_4 = 0{,}106;\ \sigma_z = 0{,}106q.$

Эпюра напряжений представлена на рис. 21 (кривая *1*).

Результаты вычислений нормальных напряжений σ_z в долях от q для сечения $x = a$ ($\alpha_4 = 1$) приведены в табл. 31.

Эпюра нормальных напряжений в рассмотренном сечении $x = a$ представлена на рис. 21 (кривая *2*).

Таблица 31. **Расчетные значения σ_z**

Параметр	z								
	0	0,5 *a*	*a*	1,5 *a*	2*a*	3*a*	4*a*	5*a*	6*a*
β_4	0	0,5	1	1,5	2	3	4	5	6
A_4	0	0,144	0,204	0,207	0,196	0,167	0,135	0,11	0,101
σ_z, q	0	0,144	0,204	0,207	0,196	0,167	0,135	0,11	0,101

Задача 26. Определить нормальное вертикальное напряжение в точках $M_1(x_1, z_1)$ и $M_2(x_2, z_2)$, создаваемое грунтовой насыпью с шириной по верху b и шириной откосов a (см. рис. 16). Максимальная интенсивность распределенной нагрузки q (табл. 32). (Для иллюстрации зависимости напряжения от положения точки относительно трапеции точки M_1 и M_2 выбраны на одной горизонтали, т.е. $z_1 = z_2$).

Решение. В соответствии с исходными данными точка M_1 находится под трапецией, M_2 – вне трапеции. Вычисляем отношения a/z, $b_л/z$ и $b_п/z$ для каждой из рассматриваемых точек.

Так, для точки M_1 (–3; 2) $a/z_1 = 4{,}5/2 = 2{,}25$. Для случая $|x_1| \leqslant b/2 + a$ по формулам (48) и (49)

$$b_л = |b/2 + x_1| = |8/2 - 3| = 1 \text{ м};$$

$$b_п = |b/2 - x_1| = |8/2 + 3| = 7 \text{ м}.$$

Отсюда $b_л/z_1 = 1/2 = 0{,}5$, $b_п/z_1 = 7/2 = 3{,}5$. По графику Остерберга (см. рис. 17) для $a/z_1 = 2{,}25$, $b_л/z_1 = 0{,}5$ и $b_п/z_1 = 3{,}5$ получаем $A_л = 0{,}44$, $A_п = 0{,}49$. Так как точка M_1 находится под трапецией, то $A_s = A_л + A_п = 0{,}44 + 0{,}49 = 0{,}93$. Соответственно по формуле (47)

$$\sigma_z = 0{,}93 \cdot 23{,}14 = 21{,}52 \text{ кПа}.$$

Таблица 32. **Исходные данные к задаче 26**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
a, м	4,5	6	3,5	3,8	4
b, м	8	11	4	5	9
x_1, м	–3	2,5	–2,5	2	–1
z_1, м	2	4,5	6	7	3
x_2, м	9	–13	7	–8,3	–10
q, кПа	23,14	25,81	29,42	31,19	32,74

Продолжение табл. 32

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
a, м	4,3	4,2	3,4	7	6,5
b, м	10	7	6	13	12
x_1, м	–4,3	2,5	–2	4	–3
z_1, м	4	6	1	4	2
x_2, м	10,5	–8	–7	–15	16
q, кПа	25,63	24,9	23,42	27,18	29,22

Аналогично для точки M_2 (9; 2) имеем: $a/z_2 = 4{,}5/2 = 2{,}25$. Поскольку $x_2 > b/2 + a$, то по формулам (48) и (49)

$$b_л = b/2 + x_2 = 8/2 + 9 = 13 \text{ м},$$

$$b_п = |b/2 + a - x_2| = |8/2 + 4{,}5 - 9| = 0{,}5 \text{ м}.$$

Отсюда $b_л/z_2 = 13/2 = 6{,}5$, $b_п/z_2 = 0{,}5/2 = 0{,}25$. По графику Остерберга $A_л = 0{,}497$, $A_п = 0{,}408$.

Точка M_2 (9; 2) находится вне трапеции, поэтому $A_5 = |A_л - A_п| = |0{,}497 - 0{,}408| = 0{,}089$. Тогда по формуле (47)

$$\sigma_z = 0{,}089 \cdot 23{,}14 = 2{,}059 \text{ кПа}.$$

Из данного примера следует, что с удалением точки от оси симметрии трапеции нормальное напряжение существенно уменьшается.

Задача 27. Пользуясь условием задачи 26, построить эпюры нормальных напряжений в долях от q для вертикальных сечений, проходящих через точки M_1 и M_2. Шаг по вертикали $\Delta z = 1$ м в интервале (0; 4); $\Delta z = 4$ м в интервале [4; 20]; $\Delta z = 20$ м при $z \geqslant 20$ м.

Решение. Рассмотрим вначале построение эпюры напряжений для вертикали $x = -3$ м (рис. 22, кривая *1*). Очевидно, для всех точек вертикали $b_л = 1$ м и $b_п = 7$ м. С изменением z будут изменяться только a/z, $b_л/z$ и $b_п/z$.

$z = 1$ м $a/z = 4{,}5/1 = 4{,}5$; $b_л/z = 1/1 = 1$; $b_п/z = 7/1 = 7$.

По графику Остерберга (см. рис. 17) $A_л = 0{,}48$ и $A_п = 0{,}495$. Отсюда $A_5 = A_л + A_п = 0{,}48 + 0{,}495 = 0{,}975$, а напряжение по формуле (47) $\sigma_z = 0{,}975q$.

$z = 2$ м. Нормальное напряжение в этой точке, вычисленное в задаче 26, $\sigma_z = 0{,}93q$.

$z = 3$ м $a/z = 4{,}5/3 = 1{,}5$; $b_л/z = 1/3 = 0{,}33$; $b_п/z = 7/3 = 2{,}33$;

$A_л = 0{,}38$; $A_п = 0{,}48$; $A_5 = A_л + A_п = 0{,}38 + 0{,}48 = 0{,}86$; $\sigma_z = 0{,}86q$.

$z = 4$ м $a/z = 4{,}5/4 = 1{,}125$; $b_л/z = 1/4 = 0{,}25$; $b_п/z = 7/4 = 1{,}75$;

$A_п = 0{,}33$; $A_п = 0{,}47$; $A_5 = 0{,}33 + 0{,}47 = 0{,}8$; $\sigma_z = 0{,}8q$.

$z = 8$ м $a/z = 4{,}5/8 = 0{,}56$; $b_л/z = 1/8 = 0{,}125$; $b_п/z = 7/8 = 0{,}875$;

$A_л = 0{,}213$; $A_п = 0{,}428$; $A_5 = 0{,}213 + 0{,}428 = 0{,}641$; $\sigma_z = 0{,}641q$.

$z = 12$ м $a/z = 4{,}5/12 = 0{,}375$; $b_л/z = 1/12 = 0{,}083$; $b_п/z = 7/12 =$

$= 0{,}583$;

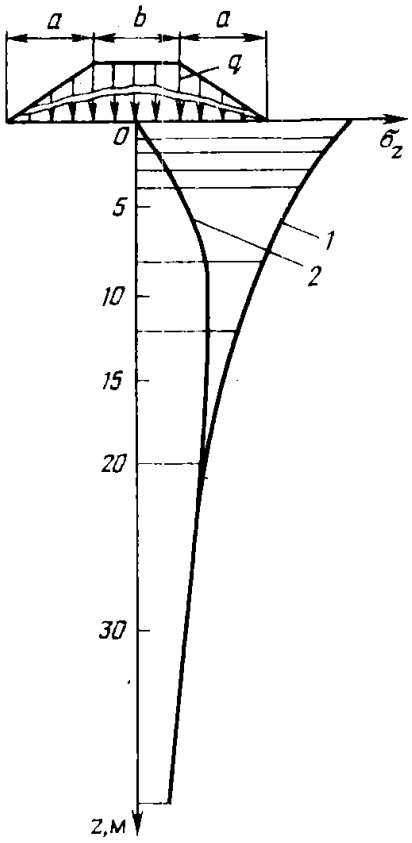
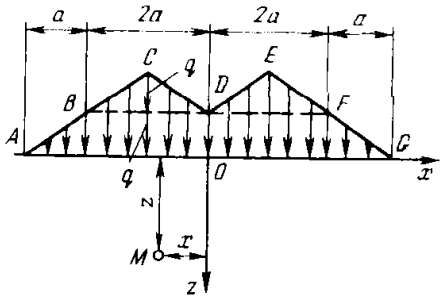


Рис. 22. Эпюры нормальных напряжений в грунте при действии распределенной трапецеидальной нагрузки

Рис. 23. Расчетная схема к определению напряжений в грунте при действии комбинированной полосовой нагрузки



$A_Л = 0{,}105$; $A_П = 0{,}357$; $A_5 = 0{,}462$; $\sigma_z = 0{,}462q$.

$z = 16$ м $a/z = 4{,}5/16 = 0{,}28$; $b_Л/z = 1/16 = 0{,}062$; $b_П/z = 7/16 =$

$= 0{,}437$;

$A_Л = 0{,}095$; $A_П = 0{,}308$; $A_5 = 0{,}403$; $\sigma_z = 0{,}403q$.

Таблица 33. **Расчетные значения σ_z по вертикали $x = 9$ м (см. рис. 22, кривая *2*)**

Параметр	z, м				
	1	2	3	4	8
a/z	4,5	2,25	1,5	1,125	0,56
$b_Л/z$	13	6,5	4,333	3,25	1,625
$b_П/z$	0,5	0,25	0,166	0,125	0,062
$A_Л$	0,499	0,497	0,491	0,485	0,478
$A_П$	0,465	0,408	0,362	0,315	0,156
A_5	0,034	0,089	0,129	0,17	0,322
σ_z, q	0,034	0,089	0,129	0,17	0,322

Продолжение табл. 33

Параметр	z, м			
	12	16	20	40
a/z	0,375	0,281	0,225	0,112
$b_Л/z$	1,083	0,812	0,65	0,325
$b_П/z$	0,041	0,031	0,025	0,0125
$A_Л$	0,432	0,405	0,358	0,215
$A_П$	0,117	0,098	0,073	0,043
A_5	0,315	0,307	0,285	0,172
σ_z, q	0,315	0,307	0,285	0,172

$z = 20$ м $a/z = 4{,}5/20 = 0{,}225$; $b_Л/z = 1/20 = 0{,}05$; $b_П/z = 7/20 = 0{,}35$;

$A_Л = 0{,}073$; $A_П = 0{,}242$; $A_5 = 0{,}315$; $\sigma_z = 0{,}315q$.

$z = 40$ м $a/z = 4{,}5/40 = 0{,}112$; $b_Л/z = 1/40 = 0{,}025$; $b_П/z = 7/40 =$

$= 0{,}175$;

$A_Л = 0{,}036$; $A_П = 0{,}142$; $A_5 = 0{,}178$; $\sigma_z = 0{,}178q$.

Аналогично вычисляют σ_z для точек сечения $x = 9$ м (табл. 33).

Задача 28. Рассчитать нормальное вертикальное напряжение в точке $M(x; z)$ от действия грунтовой насыпи сложной конфигурации (рис. 23) (табл. 34). Максимальная интенсивность распределенной нагрузки $2q$.

Таблица 34. **Исходные данные к задаче 28**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
a, м	6	8	7	9	10
x, м	−3	0	3,5	4,5	5
z, м	12	12	10,5	18	15
q, кПа	25,25	27,14	28,42	23,15	24,65

Продолжение табл. 34

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
a, м	6	5	4	11	12
x, м	−2	−1	0	5,5	−6
z, м	12	10	6	16,5	24
q, кПа	23,49	27,54	28,95	29,11	24,05

Решение. Данную эпюру распределенной нагрузки удобно представить в виде двух равнобедренных треугольников *BCD* и *DEF* и равнобедренной трапеции *ABFG* с максимальной интенсивностью q. Соответственно искомое напряжение в точке *M* будет складываться из напряжений от выделенных фрагментов эпюры распределенной нагрузки. Условимся все параметры, относящиеся к треугольнику *BCD*, обозначать индексом 1, *DEF* – 2 и трапеции *ABFG* – 3.

1. Вычисляем относительные координаты и напряжение в точке *M* от треугольника нагрузки *BCD* по формуле (45): $x_1 = |a + x| = |6 - 3| = 3$ м; $\alpha_{4,1} = |x_1|/a = 3/6 = 0{,}5$; $\beta_{4,1} = z_1/a = 12/6 = 2$. $A_{4,1} = 0{,}263$ (см. табл. 22). Отсюда $\sigma_{z_1} = A_{4,1}\, q = 0{,}263q$.

2. Вычисляем относительные координаты и напряжение в точке *M* от треугольника нагрузки *DEF*: $x_2 = |a - x| = |6 + 3| = 9$ м; $\alpha_{4,2} = x_2/a = 9/6 = 1{,}5$; $\beta_{4,2} = z_2/a = 12/6 = 2$. $A_{4,2} = 0{,}142$ (см. табл. 22). Отсюда $\sigma_{z_2} = A_{4,2}\, q = 0{,}142q$.

3. Вычисляем напряжения в точке *M* от трапецеидальной эпюры *ABFG*, верхнее основание которой $b = 4a = 24$ м и проекции откосов $a = 6$ м. По формулам (48) и (49) имеем

$$b_{\text{Л}} = |b/2 + x| = |24/2 - 3| = 9 \text{ м};$$

$$b_{\text{П}} = |b/2 - x| = |24/2 + 3| = 15 \text{ м};$$

$$a/z_3 = 6/12 = 0{,}5;\ b_{\text{Л}}/z_3 = 9/12 = 0{,}75;\ b_{\text{П}}/z_3 = 15/12 = 1{,}25.$$

По графику Остерберга (см. рис. 17) $A_{\text{Л}} = 0{,}407$; $A_{\text{П}} = 0{,}465$;

$$A_5 = A_{\text{Л}} + A_{\text{П}} = 0{,}407 + 0{,}465 = 0{,}872;\ \sigma_{z_3} = 0{,}872\, q.$$

В итоге полное нормальное напряжение в точке *M* (–3; 12) равно

$$\sigma_z = \sigma_{z_1} + \sigma_{z_2} + \sigma_{z_3} = 0{,}263q + 0{,}142q + 0{,}872q =$$

$$= 1{,}277 \cdot 25{,}25 = 32{,}244 \text{ кПа}.$$

6. РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА

Напряжения в однородном и неоднородном грунте на глубине z от собственного веса соответственно

$$\sigma_z = \gamma_{\text{ест}}\, z; \tag{50}$$

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{I} \gamma_{\text{ест}i}\, \Delta z_i, \tag{51}$$

где $\gamma_{ест\,i}$ – удельный вес i-го слоя грунта в естественном состоянии; Δz_i – толщина i-го слоя; I – число разнородных слоев грунта.

Горизонтальные нормальные напряжения в однородном и неоднородном грунте соответственно

$$\sigma_x = \mu \sigma_z;$$

$$\sigma_x = \sum_{i=1}^{I} \mu_i \sigma_{z\,i}, \qquad (52)$$

где μ_i – коэффициент, равный для песков 0,4, супеси 0,45, суглинка 0,6 и глины 0,8.

Задача 29. Определить нормальное напряжение от собственного веса в однородном массиве грунта с удельным весом $\gamma_{ест}$ на глубине z (табл. 35) и построить эпюру напряжений.

Таблица 35. **Исходные данные к задаче 29**

Номер варианта	Исходные данные		Номер варианта	Исходные данные	
	$\gamma_{ест}$, кН/м^3	z, м		$\gamma_{ест}$, кН/м^3	z, м
1	19,41	4,5	6	16,99	11,4
2	18,54	2,9	7	18,23	9,9
3	20,15	6,4	8	20,44	10,15
4	20,35	7,2	9	17,30	8,49
5	17,84	8,3	10	19,52	9,95

Решение. По формуле (50) нормальное напряжение в основании однородного грунта на глубине z

$$\sigma_z = 19{,}41 \cdot 4{,}5 = 87{,}345 \text{ кПа}.$$

В случае однородного грунта эпюра напряжений по всей толще до глубины z изменяется линейно, причем при $z = 0$ $\sigma_z = 0$. Поэтому, соединив точки ($z = 0$; $\sigma_z = 0$) и ($z = 4{,}5$; $\sigma_z = 87{,}345$ кПа), получим искомую эпюру (рис. 24,*а*).

Задача 30. Построить эпюры нормальных напряжений σ_z и σ_x от собственного веса в массиве неоднородного грунта, сложенного песком, супесью, суглинком и глиной (табл. 36) (рис. 24,*б*).

Таблица 36. **Исходные данные к задаче 30**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
Δz_1, м	0,95	1,25	0,25	0,85	0,75
Δz_2, м	2,05	1,45	0,75	1,25	1,05
Δz_3, м	1,45	0,75	2,1	0,75	1,85
Δz_4, м	4,65	3,15	1	2	2,75

Продолжение табл. 36

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
Δz_1, м	0,9	0,5	0,45	0,65	0,7
Δz_2, м	2,05	1,1	0,85	1,3	1,15
Δz_3, м	1,15	1,95	1,6	1,5	0,8
Δz_4, м	3,25	2,5	2,1	1,75	2,1

Решение. В пределах каждого слоя грунта напряжения изменяются линейно; поэтому для построения эпюры достаточно определить значения $\sigma_{z\,i}$ на нижней границе рассматриваемого слоя.

По формулам (51) и (52) для нижней границы слоя Δz_1 имеем:

$$\sigma_{z_1} = 15{,}41 \cdot 0{,}95 = 14{,}64 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{x_1} = 0{,}4 \cdot 14{,}64 = 5{,}856 \text{ кПа}.$$

На нижней границе слоя Δz_2 $(i = 2)$:

$$\sigma_{z_2} = \sigma_{z_1} + \gamma_{\text{ест}\,2}\,\Delta z_2 = 14{,}64 + 16{,}25 \cdot 2{,}05 = 47{,}952 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{x_2} = \sigma_{x_1} + \mu_2 \gamma_{\text{ест}\,2}\,\Delta z_2 = 5{,}856 + 0{,}45 \cdot 16{,}25 \cdot 2{,}05 = 20{,}847 \text{ кПа}.$$

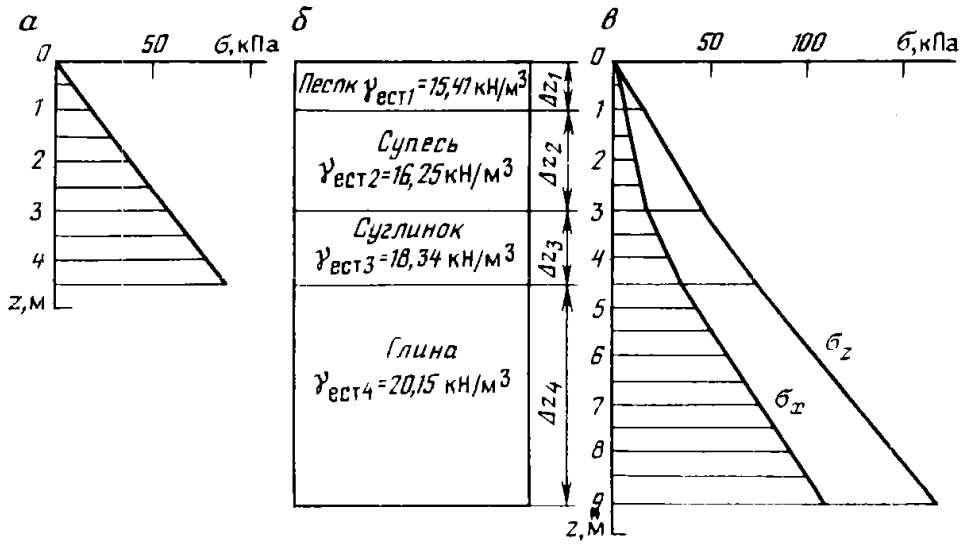


Рис. 24. Эпюры напряжений в грунте от собственного веса

Аналогично для нижних границ слоев Δz_3 и Δz_4 имеем:

$$\sigma_{z_3} = \sigma_{z_2} + \gamma_{\text{ест}3}\Delta z_3 = 47{,}952 + 18{,}34 \cdot 1{,}45 = 74{,}545 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{x_3} = \sigma_{x_2} + \mu_3 \gamma_{\text{ест}3}\Delta z_3 = 20{,}847 + 0{,}6 \cdot 18{,}34 \cdot 1{,}45 = 36{,}803 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{z_4} = \sigma_{z_3} + \gamma_{\text{ест}4}\Delta z_4 = 74{,}545 + 20{,}15 \cdot 4{,}65 = 168{,}242 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{x_4} = \sigma_{x_3} + \mu_4 \gamma_{\text{ест}4}\Delta z_4 = 36{,}803 + 0{,}8 \cdot 20{,}15 \cdot 4{,}65 = 111{,}761 \text{ кПа}.$$

Эпюры напряжений σ_z и σ_x, построенные по результатам вычислений, представлены на рис. 24,*в*.

7. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ ГРУНТА В ОСНОВАНИИ СООРУЖЕНИЙ

Условие перехода грунта в предельное напряженное состояние при действии внешней нагрузки имеет вид

$$\theta_{\max} \geqslant \varphi,$$

где $\theta_{\max}$ – максимальный угол отклонения линии действия полного напряжения σ' (σ'') от нормали n' (n'') к рассматриваемой площадке (рис. 25); φ – угол внутреннего трения грунта.

Предельный угол отклонения определяют из выражения

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \operatorname{ctg} \varphi},$$

где σ_1 и σ_2 – главные напряжения в рассматриваемой точке грунтового основания.

Если $\theta_{\max} < \varphi$, то в грунте имеется некоторый запас прочности.

Главные напряжения σ_1 и σ_2 при действии равномерно распределенной нагрузки q^*вычисляют соответственно по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{q^*}{\pi}(\alpha_в + \sin \alpha_в) + \gamma_{\text{ест}}(t + z); \tag{53}$$

$$\sigma_2 = \frac{q^*}{\pi}(\alpha_в - \sin \alpha_в) + \gamma_{\text{ест}}(t + z), \tag{54}$$

где $q^* = q - \gamma_{\text{ест}} t$; $\alpha_в$ – угол видимости (рис. 26); t – глубина заложения сооружения; z – расстояние от подошвы сооружения до рассматриваемой точки.

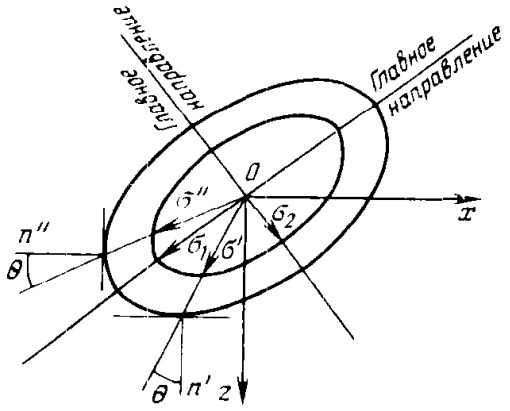


Рис. 25. Зависимость напряжений в грунте от угла отклонения θ и ориентации площадки

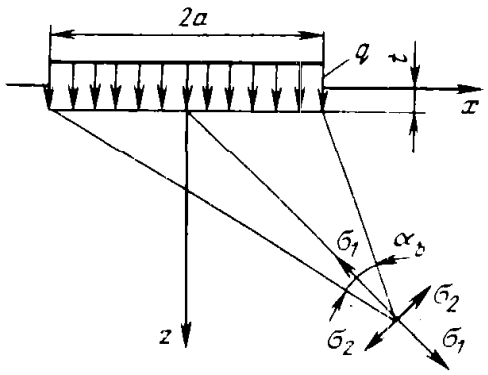


Рис. 26. Схемы к определению главных напряжений при действии полосовой нагрузки

С учетом выражений (53) и (54)

$$\sin \theta_{max} = \frac{0{,}318\, q^{*} \sin \alpha_{в}}{5{,}555 \cdot 10^{-3} q^{*} \alpha_{в} + \gamma_{ест}(t + z) + c \operatorname{ctg} \varphi} \qquad (55)$$

При действии нагрузки, распределенной по закону равнобедренного треугольника и приложенной к поверхности земли, главные напряжения σ_1 и σ_2 соответственно определяют по формулам

$$\sigma_1 = A_6 q + \gamma_{ест} z;$$

$$\sigma_2 = B_6 q + \gamma_{ест} z,$$

где A_6 и B_6 – коэффициенты, принимаемые по табл. 37 и 38 в зависимости от относительных координат x/a и z/a рассматриваемой точки M (см. рис. 15,*б*).

Соответственно для треугольной нагрузки

$$\sin \theta_{max} = \frac{q(A_6 - B_6)}{q(A_6 + B_6) + 2\gamma_{ест} z + 2c \operatorname{ctg} \varphi}. \qquad (56)$$

Внешнюю равномерно распределенную нагрузку, при которой область предельно напряженного состояния грунта в основании сооружения распространяется на глубину до z_{max}, называют критической нагрузкой:

$$q_{кр} = \pi \frac{\gamma_{ест} z_{max} + \gamma_{ест} t + c \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma_{ест} t.$$

Аналогично, внешнюю нагрузку, при действии которой в основании сооружения не возникают области пластической деформации грунта,

Таблица 37. **Значения коэффициента A_6**

z/a	x/a					
	0	0,25	0,50	0,75	1	1,25
0	1	0,75	0,5	0,25	0	0
0,25	0,828	0,75	0,593	0,406	0,255	0,125
0,5	0,711	0,657	0,55	0,43	0,313	0,22
0,75	0,606	0,567	0,49	0,419	0,323	0,25
1	0,5	0,48	0,45	0,402	0,335	0,26

Таблица 38. **Значения коэффициента B_6**

z/a	x/a					
	0	0,25	0,50	0,75	1	1,25
0	1	0,75	0,5	0,25	0	0
0,25	0,413	0,345	0,242	0,125	0,049	0,012
0,5	0,192	0,178	0,121	0,069	0,048	0,012
0,75	0,096	0,091	0,068	0,049	0,046	0,007
1	0,06	0,05	0,048	0,047	0,045	0,006

за исключением краевых точек основания, называют критической краевой нагрузкой:

$$q'_{кр} = \pi \frac{\gamma_{ест} t + c \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma_{ест} t.$$

Для удобства вычислений $q_{кр}$ и $q'_{кр}$ целесообразно представить в виде

$$q_{кр} = \gamma_{ест} (M_1 z_{max} + M_2 t) + M_3 c; \tag{57}$$

$$q'_{кр} = M_2 \gamma_{ест} t + M_3 c, \tag{58}$$

где $M_1 = \pi/(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2)$; $M_2 = M_1 + 1$; $M_3 = M_1 \operatorname{ctg} \varphi$ (рис. 27) (табл. 39).

Максимальная глубина распространения области предельно напряженного состояния грунта при заданной внешней нагрузке q

$$z_{max} = (q/\gamma_{ест} - t)/M_1 - c \operatorname{ctg} \varphi/\gamma_{ест} - t. \tag{59}$$

Максимальную глубину распространения области предельно напряженного состояния грунта рекомендуется принимать $z_{max} \approx a/2$. Для резервуаров z_{max} выбирают независимо от их диаметра: для железобетонных $z_{max} \approx 1 \div 1{,}5$ м, для металлических $z_{max} \approx 0{,}5 \div 0{,}8$ м.

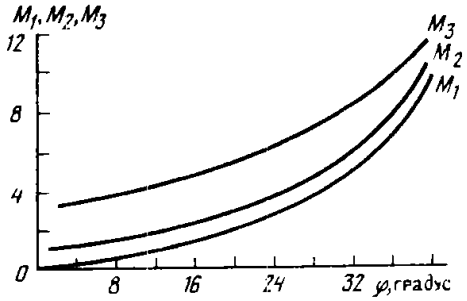


Рис. 27. Графики функций $M_{1,2,3} = f(\varphi)$

Таблица 39. **Значения коэффициентов M_1, M_2 и M_3**

φ, градус	M_1	M_2	M_3	φ, градус	M_1	M_2	M_3
2	0,1159	1,1159	3,3193	24	2,8714	3,8714	6,4491
4	0,2454	1,2454	3,5092	25	3,1089	4,1089	6,6687
6	0,3903	1,3903	3,7133	26	3,3672	4,3672	6,9027
8	0,5527	1,5527	3,9324	27	3,6386	4,6386	7,1426
10	0,7349	1,7349	4,1676	28	3,9324	4,9324	7,3968
11	0,8341	1,8341	4,2914	29	4,2494	5,2494	7,6659
12	0,9395	1,9395	4,4203	30	4,5876	5,5876	7,9457
13	1,0517	2,0517	4,5549	31	4,9505	5,9505	8,2391
14	1,1702	2,1702	4,6936	32	5,3428	6,3428	8,5501
15	1,2965	2,2965	4,8385	33	5,7633	6,7633	8,8749
16	1,4309	2,4309	4,9895	34	6,2185	7,2185	9,2196
17	1,5732	2,5732	5,1459	35	6,7085	7,7085	9,5811
18	1,7248	2,7248	5,3089	36	7,2403	8,2403	9,9655
19	1,887	2,887	5,48	37	7,8149	8,8149	10,3704
20	2,0596	3,0596	5,6578	38	8,4383	9,4383	10,8002
21	2,2428	3,2428	5,8427	39	9,1113	10,1113	11,2516
22	2,4387	3,4387	6,0359	40	9,8452	10,8452	11,7335
23	2,6475	3,6475	6,2376				

Оценка прочности грунта в основании сооружений заключается в сопоставлении заданной нагрузки с критической, определении максимальной глубины распространения области предельного состояния грунта и построении контура этой области.

Задача 31. Определить критические нагрузки в основании заглубленного ленточного фундамента шириной $2a$, глубиной заложения t, передающего на грунт равномерно распределенную нагрузку интенсивностью q (рис. 28). Характеристики грунта в основании фундамента и его параметры приведены в табл. 40.

Решение. Вначале находим для $\varphi = 19°$ значения коэффициентов (см. табл. 39): $M_1 = 1{,}887$, $M_2 = 2{,}887$ и $M_3 = 5{,}48$ [эти же значения коэффициентов можно получить по графику (см. рис. 27)]. Далее

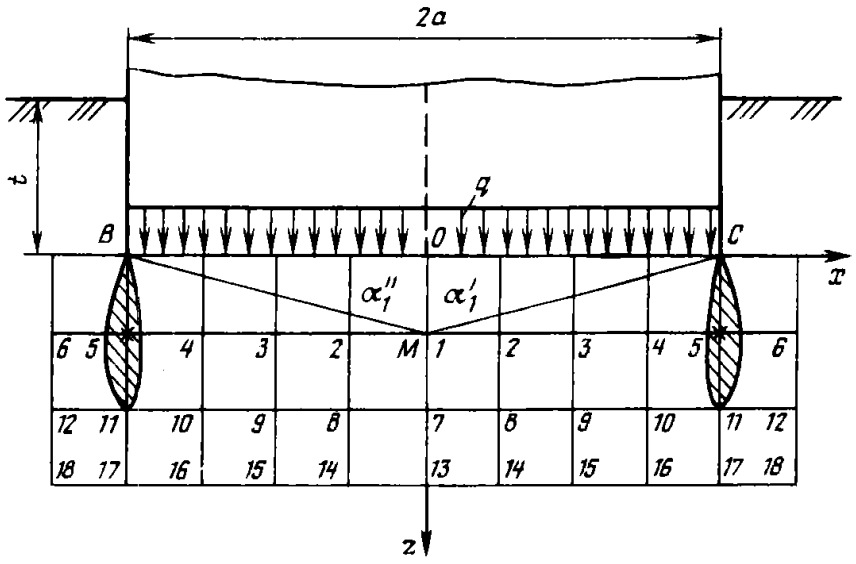


Рис. 28. Расчетная схема к определению области предельного состояния грунта в основании ленточного фундамента

Таблица 40. **Исходные данные к задаче 31**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
a, м	2	2,5	1	1,5	1,25
t, м	1,6	1,8	2	1,4	1,2
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	22,1	18,7	19,4	21,3	20,7
c, кПа	15,6	17,1	19,3	20,8	16,9
φ, градус	19	16	12	14	17
q, кПа	230,44	210,13	171,68	185,19	173,31

Продолжение табл. 40

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
a, м	1,75	2,25	2,5	2,75	1,25
t, м	1	2,2	2,4	1,7	1,9
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	19,9	18,2	21,8	20,6	18,9
c, кПа	20,1	17,4	18,2	19,9	17,6
γ, градус	18	20	21	15	19
q, кПа	191,54	269,04	340,16	215,5	224,16

по формулам (57) и (58) вычисляем соответственно

$$q_{кр} = 22{,}1\,(1{,}887 \cdot 1 + 2{,}887 \cdot 1{,}6) + 5{,}48 \cdot 15{,}6 = 229{,}27 \text{ кПа};$$

$$q'_{кр} = 2{,}887 \cdot 22{,}1 \cdot 1{,}6 + 5{,}48 \cdot 15{,}6 = 187{,}569 \text{ кПа},$$

где $z_{max} = a/2 = 1$ м.

Из сопоставления критических нагрузок с заданной: $q > q'_{кр}$ и $q > q_{кр}$ следует, что в основании фундамента будут наблюдаться пластические деформации грунта.

Уточненную максимальную глубину распространения области предельно напряженного состояния грунта найдем по формуле (59):

$$z_{max} = (230{,}44/22{,}1 - 1{,}6)/1{,}887 - 15{,}6 \cdot 2{,}904/22{,}1 - 1{,}6 =$$

$$= 1{,}028 \text{ м}.$$

Задача 32. Для условий задачи 31 определить границы области предельного состояния грунта в основании фундамента.

Решение. Для решения задачи необходимо определить зону, в которой $\theta_{max} \geqslant \varphi$. Для этого представим основание фундамента в виде сетки с ячейками размером 0,5 · 0,5 м и вычислим значения θ_{max} для ее узлов. При оконтуривании зоны с узлами, в которых $\theta_{max} \geqslant \varphi$, получим искомую область. Для удобства расчетов пронумеруем узлы сетки (см. рис. 28).

Примечания. Размеры сетки по вертикали следует принимать исходя из z_{max}. Число узлов сетки по горизонтали (*1–18*) может быть в каждом слое различным в зависимости от расчетных значений θ_{max}. Ввиду симметричности нагрузки расчеты достаточно выполнять для одной половины сетки.

Рассмотрим, как вычисляется θ_{max}, на примере узла *1*. Угол видимости $\alpha_{в1} = \alpha'_1 + \alpha''_1$. Из прямоугольных треугольников ВОМ и МОС имеем

$$\text{tg}\ \alpha'_1 = \text{tg}\ \alpha''_1 = BO/OM = a/\omega = 2/0{,}5 = 4,$$

где ω – шаг сетки. Отсюда $\alpha'_1 = \alpha''_1 = 75°58'$, а $\alpha_{в1} = 151°56'$.

Расчетная нагрузка

$$q^* = q - \gamma_{ест} t = 230{,}44 - 22{,}1 \cdot 1{,}6 = 195{,}08 \text{ кПа}.$$

По формуле (55)

$$\sin\theta_{max} = \frac{0{,}318 \cdot 195{,}08 \sin 151°56'}{0{,}0055 \cdot 195{,}08 \cdot 151\,\frac{56}{60} + 22{,}1\,(1{,}6 + 0{,}5) + 15{,}6 \cdot \text{ctg}\,19°} = 0{,}1139.$$

Соответственно $\theta_{max} = 6°32' < \varphi = 19°$. Последнее означает отсутствие в узле *1* пластических деформаций грунта.

Таблица 41. **Расчетные значения θ_{max}**

Номер узла	$\alpha_в$	$\sin\theta_{max}$	θ_{max}	Номер узла	$\alpha_в$	$\sin\theta_{max}$	θ_{max}
1	151°56′	0,114	6°33′	*10*	100°37′	0,2881	16°45′
2	150°15′	0,1210	6°57′	*11*	75°58′	0,3254	18°59′
3	143°58′	0,1474	8°29′	*12*	50°54′	0,3051	17°46′
4	126°52′	0,2167	12°31′	*13*	106°16′	0,2603	15°5′
5	82°53′	0,3394	19°50′	*14*	104°2′	0,2659	15°25′
6	38°40′	0,2903	16°53′	*15*	97°7′	0,2812	16°20′
7	126°52′	0,2067	11°56′	*16*	85°14′	0,3001	17°28′
8	124°31′	0,2153	12°26′	*17*	69°27′	0,3075	17°54′
9	116°34′	0,2424	14°2′	*18*	53°8′	0,2898	16°51′

Результаты вычисленных аналогичным образом значений θ_{max} для остальных узлов сетки (*2–18*) сведены в табл. 41.

Далее строим контур области предельного состояния грунта. Узлы сетки, в которых $\theta_{max} \geqslant \varphi$, помечены крестиками (см. рис. 28). Положение линии $\theta_{max} = \varphi$ находим интерполяцией значений θ_{max} между выделенными узлами и смежными с ними на сетке. При соединении полученных в результате интерполяции точек между собой плавной линией получим искомую область основания фундамента, внутри которой грунт будет находиться в предельном состоянии под действием внешней нагрузки.

Задача 33. Грунтовая насыпь имеет высоту h (рис. 29), заложение откосов 1: m, удельный вес грунта отсыпки γ. В основании насыпи грунт с удельным весом $\gamma_{ест}$, углом внутреннего трения φ и сцеплением c. Определить область предельного состояния грунта в основании насыпи, используя данные параметров грунтовой насыпи и основания (табл. 42).

Решение. Как и при решении задачи 32, разобьем основание насыпи квадратной сеткой с размером ячейки 2,5 м и пронумеруем узлы сетки *1–20* (см. рис. 29). Расчетная схема симметрична, поэтому достаточно выполнить вычисления для одной из половин сетки.

Определим значения θ_{max} для каждого узла сетки и затем выделим область, в которой $\theta_{max} \geqslant \varphi$, т.е. грунт находится в предельно напряженном состоянии.

Вычислим вначале параметры треугольника нагрузки. Ширина основания насыпи $2a = 2hm = 2 \cdot 10 \cdot 1 = 20$ м. Максимальная интенсивность распределенной нагрузки, создаваемой грунтовой насыпью, $q = \gamma h = 20{,}5 \cdot 10 = 205$ кПа.

Рассмотрим порядок вычисления θ_{max} на примере узла *6*. Относительные координаты узла: $z/a = 2{,}5/10 = 0{,}25$, $x/a = 0/10 = 0$. Нахо-

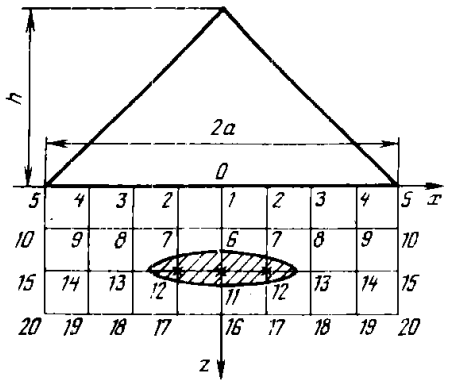


Рис. 29. Расчетная схема к определению области предельного состояния в основании грунтовой насыпи

Таблица 42. **Исходные данные к задаче 33**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
h, м	10	8	10	12	12,5
m	1	1,25	1,5	0,75	0,8
γ, кН/м^3	20,5	21,75	21,15	21,75	19,25
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	18,75	19,5	17,75	18,5	21
φ, градус	12,5	13,5	11	10	10,5
c, кПа	9,41	10,35	10,28	9,11	12,76

Продолжение табл. 42

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
h, м	10	12	8	12	12
m	1,25	1,5	1,5	1	1,25
γ, кН/м^3	18,75	19	21,25	20,25	20
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	22	18,25	18	18	19,75
φ, градус	13,5	9,5	11,5	11,5	13,5
c, кПа	10,52	10,24	11,71	11,71	10,01

дим $A_6 = 0{,}828$ и $B_6 = 0{,}413$ (см. табл. 37, 38). Подставляя значения q, A_6 и B_6 в выражение (56), получим

$$\sin\theta_{max} = \frac{205\,(0{,}828 - 0{,}413)}{205\,(0{,}828 + 0{,}413) + 2 \cdot 18{,}75 \cdot 2{,}5 + 2 \cdot 9{,}41\ \operatorname{ctg} 12{,}5^\circ} = 0{,}1964.$$

Соответственно $\theta_{max} = 11^\circ 20'$. Результаты вычислений θ_{max} для остальных узлов сети (*1–20*) приведены в табл. 43.

Таблица 43. **Расчетные значения θ_{max}**

Номер узла	x/a	z/a	A_6	B_6	$2\gamma_{ест} z$	$\sin\theta_{max}$	θ_{max}
1	0	0	1	1	0	0	0°
2	0,25	0	0,75	0,75	0	0	0°
3	0,5	0	0,5	0,5	0	0	0°
4	0,75	0	0,25	0,25	0	0	0°
5	1	0	0	0	0	0	0°
6	0	0,25	0,828	0,413	93,75	0,1964	11°20′
7	0,25	0,25	0,75	0,345	93,75	0,2059	11°53′
8	0,5	0,25	0,593	0,242	93,75	0,2057	11°52′
9	0,75	0,25	0,406	0,125	93,75	0,2003	11°33′
10	1	0,25	0,255	0,049	93,75	0,1752	10°06′
11	0	0,5	0,711	0,192	187,5	0,2325	13°27′
12	0,25	0,5	0,657	0,178	187,5	0,2214	12°47′
13	0,5	0,5	0,55	0,121	187,5	0,2145	12°23′
14	0,75	0,5	0,43	0,069	187,5	0,1975	11°23′
15	1	0,5	0,313	0,048	187,5	0,1568	9°01′
16	0	0,75	0,606	0,096	281,25	0,205	11°50′
17	0,25	0,75	0,567	0,091	281,25	0,1947	11°13′
18	0,5	0,75	0,49	0,068	281,25	0,18	10°22′
19	0,75	0,75	0,419	0,049	281,25	0,1641	9°27′
20	1	0,75	0,323	0,046	281,25	0,1285	7°23′

Примечание. Для узлов *1–5*, расположенных на горизонтали $z = 0$, относительная координата $z/a = 0$. Независимо от x/a коэффициенты A_6 и B_6 принимают значения (см. табл. 37, 38), при которых $A_6 - B_6 = 0$. Отсюда с учетом зависимости (56) для узлов *1–5* $\theta_{max} = 0$.

Узлы сетки, в которых $\theta_{max} \geqslant \varphi$, помечены крестиками (см. рис. 29). Положение контура области предельного состояния грунта находим, интерполируя значения θ_{max} между выделенными узлами и смежными с ними на сетке. При соединении точек, соответствующих $\theta_{max} = \varphi$, получим искомую область.

ГЛАВА 3

ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ЗАГЛУБЛЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

8. АКТИВНОЕ И ПАССИВНОЕ ДАВЛЕНИЕ ГРУНТОВ

Активное давление грунта на сооружения

$$e_a = \begin{cases} \gamma_{ест} z \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2) \text{ для несвязных грунтов,} \\ \gamma_{ест} z \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg} (45° - \varphi/2) \text{ для связных грунтов.} \end{cases} \quad (60)$$

При наличии распределенной нагрузки, приложенной к поверхности связного грунта,

$$e_a = (\gamma_{ест} z + q)\,\mathrm{tg}^2\,(45° - \varphi/2) - 2c\,\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2), \qquad (61)$$

где $\gamma_{ест}$ – удельный вес грунта; z – расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения; q – интенсивность распределенной нагрузки; φ – угол внутреннего трения грунта; c – сцепление грунта.

Сцепление уменьшает активное давление грунта на $2c\,\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2)$, так что при $z = 0$

$$e_a^0 = -2c\,\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2).$$

Последнее означает, что в связных грунтах в сечениях, близких к дневной поверхности, активное давление отрицательное, т.е. отсутствует. Это явление имеет место до глубины $z = z_{кр}$, при которой $e_a = 0$ (где $z_{кр}$ – критическая высота вертикального откоса). Приравняв e_a к нулю в выражениях (60) и (61), получим для связных грунтов

$$z_{кр} = \begin{cases} \dfrac{2c}{\gamma_{ест}\,\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2)}, \text{ при } q = 0, \\ \dfrac{2c}{\gamma_{ест}\,\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2)} - q/\gamma_{ест}, \text{ при } q \neq 0. \end{cases} \qquad (62)$$

Зависимость (62) позволяет определить предельную (критическую) высоту вертикального откоса, удерживаемого от обрушения силами сцепления грунта.

При расположении распределенной нагрузки на некотором удалении a от бровки откоса активное давление

$$e_a = \begin{cases} \gamma_{ест} z\,\mathrm{tg}^2\,(45° - \varphi/2) - 2c\,\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2) \text{ при } 0 \leqslant z \leqslant z_1, \\ \left[\gamma_{ест} z + \dfrac{q\,(z - z_1)}{z_2 - z_1}\right]\mathrm{tg}^2\,(45° - \varphi/2) - \\ - 2c\,\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2) \text{ при } z_1 < z \leqslant z_2, \\ (\gamma_{ест} z + q)\,\mathrm{tg}^2\,(45° - \varphi/2) - 2c\,\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2) \text{ при } z > z_2, \end{cases} \qquad (63)$$

где $z_1 = a\,\mathrm{tg}\,\varphi$; $z_2 = a\,\mathrm{tg}\,(45° + \varphi/2)$.

Критическая высота вертикального откоса

$$z_{кр} = \left[\frac{2c}{\mathrm{tg}\,(45° - \varphi/2)} + \frac{q\,\mathrm{tg}\,\varphi}{\mathrm{tg}\,(45° + \varphi/2) - \mathrm{tg}\,\varphi}\right] 1/\left\{\gamma_{ест} + \frac{q}{a\,[\mathrm{tg}\,(45° + \varphi/2) - \mathrm{tg}\,\varphi]}\right\}. \qquad (64)$$

Отпор грунта при действии на него сооружений называют *пассивным давлением* и определяют по формуле

$$e_{\text{п}} = \begin{cases} \gamma_{\text{ест}} z \operatorname{tg}^2 (45° + \varphi/2) \text{ при } c = 0, \\ \gamma_{\text{ест}} z \operatorname{tg}^2 (45° + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg} (45° + \varphi/2) \text{ при } c \neq 0. \end{cases} \quad (65)$$

При наличии распределенной нагрузки, приложенной к поверхности грунта,

$$e_{\text{п}} = (\gamma_{\text{ест}} z + q) \operatorname{tg}^2 (45° + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg} (45° + \varphi/2). \quad (66)$$

Отметим, что активное и пассивное давления для однородных грунтов изменяются линейно от z.

В случае неоднородности характеристик грунта по глубине активное давление на нижней границе любого, например k-го, слоя

$$e_{ak} = \sum_{i=1}^{k} \gamma_{\text{ест}\,i} h_i \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi_k/2) - 2c_k \operatorname{tg} (45° - \varphi_k/2), \quad (67)$$

соответственно пассивное давление

$$e_{\text{п}\,k} = \sum_{i=1}^{k} \gamma_{\text{ест}\,i} h_i \operatorname{tg}^2 (45° + \varphi_k/2) + 2c_k \operatorname{tg} (45° + \varphi_k/2).$$

Полное (результирующее) активное и пассивное давления грунта определяются как площади эпюр давлений $e_{\text{а}}$ и $e_{\text{п}}$. Причем для связных грунтов величина результирующей выражается площадью эпюры $e_{\text{а}}$, расположенной ниже $z_{\text{кр}}$.

Полное активное давление

$$E_{\text{а}} = \begin{cases} e'_{\text{а}} H/2 \text{ при } c = 0, q = 0, \\ (e'_{\text{а}} + e^0_{\text{а}}) H/2 \text{ при } c = 0, q \neq 0, \\ e'_{\text{а}} (H - z_{\text{кр}})/2 \text{ при } c \neq 0. \end{cases} \quad (68)$$

Полное пассивное давление

$$E_{\text{п}} = \begin{cases} e'_{\text{п}} h/2 \text{ при } c = 0, q = 0, \\ (e'_{\text{п}} + e^0_{\text{п}}) h/2 \text{ в остальных случаях}, \end{cases} \quad (69)$$

где H и h – высоты сечений грунта, определяющие соответственно активное и пассивное давления грунта; $e^0_{\text{а}}$ и $e^0_{\text{п}}$ – соответственно активное и пассивное давления грунта при $z = 0$; $e'_{\text{а}}$ и $e'_{\text{п}}$ – соответственно активное и пассивное давления грунта на уровне подошвы сооружения (на глубине H и h).

Точки приложения $E_а$ и $E_п$ определяются расстоянием от подошвы сооружения до центра тяжести эпюр давлений.

Расстояние от подошвы сооружения до точки приложения результирующих:

для треугольной эпюры

$$z_а = (H - z_{кр})/3; \tag{70}$$

$$z_п = h/3; \tag{71}$$

для трапецеидальной эпюры

$$z_а = \frac{H(e'_а + 2e^0_а)}{3(e'_а + e^0_а)}; \tag{72}$$

$$z_п = \frac{h(e'_п + 2e^0_п)}{3(e'_п + e^0_п)}. \tag{73}$$

Полное активное давление грунта на подпорную стенку при наклонной поверхности грунта

$$E_а = \gamma_{ест} h^2 k^2/2 \text{ для несвязных грунтов;} \tag{74}$$

$$E_а = \frac{\gamma_{ест} h^2}{2} k^2 - \frac{ch}{\operatorname{tg}\varphi}\left[1 - \frac{k^2 \cos(\beta + \delta)\cos\beta}{\cos(\alpha - \beta)}\right] \text{ для связных грунтов } (c > 0), \tag{75}$$

где

$$k^2 = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{(1 + \sqrt{k})^2 \cos^2\beta \cos(\beta + \delta)}; \tag{76}$$

$$K = \frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta)\cos(\beta - \alpha)}; \tag{77}$$

δ – угол трения грунта, принимаемый равным $\varphi/2$ в случае водонасыщенных грунтов и $\delta = \varphi$, если грунт не полностью водонасыщенный; β – угол отклонения задней грани подпорной стенки от вертикали; α – угол наклона поверхности грунта выше подпорной стенки к горизонту.

Задача 34. Подпорная стенка высотой H (рис. 30,*а*) с глубиной заложения h удерживает откос песчаного грунта с удельным весом $\gamma_{ест}$, углом внутреннего трения φ и сцеплением $c = 0$ (табл. 44).

Построить эпюры и определить полное активное и пассивное давления грунта и точки их приложения.

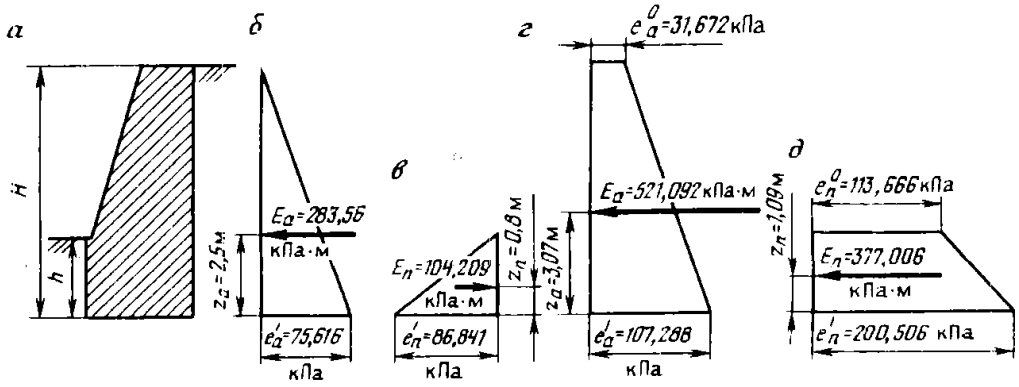


Рис. 30. Эпюры активного и пассивного давлений при взаимодействии несвязного грунта с подпорной стенкой

Решение. В связи с тем что грунт однородный несвязный, а внешняя нагрузка отсутствует, для построения линейной эпюры активного и пассивного давлений достаточно определить их значения на уровне подошвы подпорной стенки.

По формуле (60) при $z = H$ активное давление

$$e'_a = 19{,}1 \cdot 7{,}5 \cdot \mathrm{tg}^2 (45° - 18°/2) = 75{,}616 \text{ кПа}.$$

По формуле (68) полное активное давление

$$E_a = 75{,}616 \cdot 7{,}5/2 = 283{,}56 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Таблица 44. **Исходные данные к задаче 34**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
H, м	7,5	8	9,2	6,4	5,9
h, м	2,4	3,1	3,4	1,7	2,1
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	19,1	18,7	16,5	18,2	17,4
φ, градус	18	19	22	20	23

Продолжение табл. 44

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
H, м	5,2	8,7	7,1	8,2	6,8
h, м	1,8	2,7	2,9	3,2	1,9
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	17,8	16,9	18,7	17,1	19,2
φ, градус	21	17	25	20	24

Точка приложения $E_а$ с учетом $c = 0$ согласно выражению (70) отстоит от подошвы стенки на расстоянии

$$z_а = H/3 = 7{,}5/3 = 2{,}5 \text{ м}.$$

Эпюра активного давления представлена на рис. 30,*б*.

По формуле (65) при $z = h$ пассивное давление грунта в результате воздействия заглубленной части подпорной стенки (ниже обреза) на грунт

$$e'_п = 19{,}1 \cdot 2{,}4 \cdot \operatorname{tg}^2 (45° + 18°/2) = 86{,}841 \text{ кПа}.$$

По формуле (69) полное пассивное давление грунта

$$E_п = 86{,}841 \cdot 2{,}4/2 = 104{,}209 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Точку приложения $E_п$ находим из выражения (71) $z_п = h/3 = 2{,}4/3 = 0{,}8$ м. Эпюра $e_п$ представлена на рис. 30,*в*.

Задача 35. Решить предыдущую задачу при следующем дополнительном условии: к поверхности грунта приложена распределенная нагрузка интенсивностью $q = 60$ кПа, начинающаяся от края откоса.

Решение. По формуле (61) при $c = 0$ активное давление грунта на уровне $z = 0$

$$e^0_а = 60 \cdot \operatorname{tg}^2 (45° - 18°/2) = 31{,}672 \text{ кПа};$$

на уровне $z = H$

$$e'_а = (19{,}1 \cdot 7{,}5 + 60) \operatorname{tg}^2 (45° - 18°/2) = 107{,}288 \text{ кПа}.$$

По формуле (68)

$$E_а = (107{,}288 + 31{,}672) \cdot 7{,}5/2 = 521{,}092 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Аналогично по формуле (66) при $c = 0$ пассивное давление грунта: на уровне обреза

$$e^0_п = 60 \cdot \operatorname{tg}^2 (45° + 18°/2) = 113{,}666 \text{ кПа};$$

на уровне подошвы стенки

$$e'_п = (19{,}1 \cdot 2{,}4 + 60) \operatorname{tg}^2 (45° + 18°/2) = 200{,}506 \text{ кПа}.$$

По формуле (69) полное пассивное давление

$$E_п = (200{,}506 + 113{,}666) \cdot 2{,}4/2 = 377{,}006 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Расстояния от подошвы подпорной стенки до точек приложения $E_а$ и $E_п$ по формулам (72) и (73) равны

$$z_а = \frac{7{,}5\,(107{,}288 + 2 \cdot 31{,}672)}{3\,(107{,}288 + 31{,}672)} = 3{,}07 \text{ м},$$

$$z_{\text{п}} = \frac{2{,}4\,(200{,}506 + 2 \cdot 113{,}666)}{3\,(200{,}506 + 113{,}666)} = 1{,}09 \text{ м}.$$

Эпюры активного и пассивного давлений при действии q приведены соответственно на рис. 30,*г* и *д*.

Задача 36. Откос полки (рис. 31,*а*) сложенный глинистым грунтом, имеющим удельный вес $\gamma_{\text{ест}}$, угол внутреннего трения φ и сцепление c, укреплен подпорной стенкой высотой H и заглублением h (табл. 45). Построить эпюры активного и пассивного давлений, определить значения полных давлений и точки их приложения.

Решение. Критическая высота вертикального откоса согласно выражению (62)

$$z_{\text{кр}} = 2 \cdot 17{,}4 / [20{,}7 \operatorname{tg}(45° - 15°/2)] = 2{,}191 \text{ м}.$$

Теперь вычислим активное давление на уровне подошвы подпорной стенки. Из выражения (60)

$$e_{\text{a}}' = 20{,}7 \cdot 9{,}4 \cdot \operatorname{tg}^2(45° - 15°/2) -$$

$$- 2 \cdot 17{,}4 \cdot \operatorname{tg}(45° - 15°/2) = 87{,}864 \text{ кПа}.$$

По формуле (68) полное активное давление

$$E_{\text{a}} = 87{,}864\,(9{,}4 - 2{,}191)/2 = 316{,}706 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Точка приложения E_{a} согласно выражению (70) отстоит от подошвы стенки на расстоянии

$$z_{\text{a}} = (9{,}4 - 2{,}191)/3 = 2{,}403 \text{ м}.$$

Эпюра активного давления ниже $z_{\text{кр}}$ представлена на рис. 31,*б*.

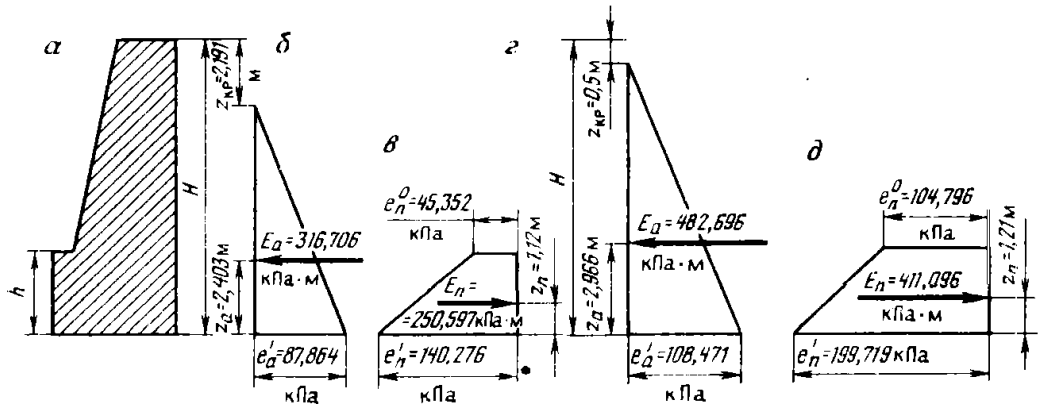


Рис. 31. Эпюры активного и пассивного давлений при взаимодействии связного грунта с подпорной стенкой

Таблица 45. **Исходные данные к задаче 36**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	20,7	19,1	18,4	19,9	20,2
φ, градус	15	16	17	19	20
c, кПа	17,4	18,2	20,1	15,6	17,1
H, м	9,4	8,7	8,2	7,8	6,9
h, м	2,7	2,1	2,4	2,0	1,8

Продолжение табл. 45

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	21,7	20,8	21,1	22,2	20,1
φ, градус	17	18	16	15	14
c, кПа	17,4	19,3	19,9	20,8	16,9
H, м	7,1	7,8	8,9	6,5	7,7
h, м	1,9	2,1	2,5	1,8	2,4

Из выражения (65) пассивные давления $e^0_п$ и $e'_п$ соответственно в сечениях $z = 0$ и $z = h$

$$e^0_п = 2 \cdot 17{,}4 \cdot \operatorname{tg}(45° + 15°/2) = 45{,}352 \text{ кПа},$$

$$e'_п = 20{,}7 \cdot 2{,}7 \cdot \operatorname{tg}^2(45° + 15°/2) + 2 \cdot 17{,}4 \cdot \operatorname{tg}(45° + 15°/2) =$$

$$= 140{,}276 \text{ кПа}.$$

По формуле (69) с учетом трапецеидальной формы эпюры $e_п$

$$E_п = (140{,}276 + 45{,}352)\,2{,}7/2 = 250{,}597 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Точка приложения $E_п$ согласно выражению (73) отстоит от основания подпорной стенки на расстоянии

$$z_п = \frac{2{,}7\,(140{,}276 + 2 \cdot 45{,}352)}{3\,(140{,}276 + 45{,}352)} = 1{,}12 \text{ м}.$$

Эпюра пассивного давления $e_п$ представлена на рис. 31,*в*.

Задача 37. Решить задачу 36 при условии, что на поверхность откоса действует распределенная нагрузка $q = 35$ кПа, начинающаяся от края откоса.

Решение. По формуле (62) критическая высота вертикального откоса

$$z_{кр} = \frac{2 \cdot 17{,}4}{20{,}7 \cdot \operatorname{tg}(45° - 15/2)} - \frac{35}{20{,}7} = 0{,}5 \text{ м}.$$

Согласно выражению (61) активное давление на уровне подошвы стенки

$$e_a' = (20{,}7 \cdot 9{,}4 + 35) \cdot \operatorname{tg}^2(45° - 15°/2) -$$

$$- 2 \cdot 17{,}4 \cdot \operatorname{tg}(45° - 15°/2) = 108{,}471 \text{ кПа}.$$

По формуле (68)

$$E_a = 108{,}471\,(9{,}4 - 0{,}5)/2 = 482{,}696 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

По формуле (70)

$$z_a = (9{,}4 - 0{,}5)/3 = 2{,}966 \text{ м}.$$

Эпюра e_a представлена на рис. 31,*г*.

Далее по формуле (66)

$$e_п^0 = 35 \cdot \operatorname{tg}^2(45° + 15°/2) + 2 \cdot 17{,}4 \operatorname{tg}(45° + 15°/2) = 104{,}796 \text{ кПа};$$

$$e_п' = (20{,}7 \cdot 2{,}7 + 35)\operatorname{tg}^2(45° + 15°/2) +$$

$$+ 2 \cdot 17{,}4 \operatorname{tg}(45° + 15°/2) = 199{,}719 \text{ кПа}.$$

По формуле (69)

$$E_п = (199{,}719 + 104{,}796)\,2{,}7/2 = 411{,}096 \text{ КПа} \cdot \text{м}$$

и отстоит от основания подпорной стенки на расстоянии

$$z_п = \frac{2{,}7\,(199{,}719 + 2 \cdot 104{,}796)}{3\,(199{,}719 + 104{,}796)} = 1{,}21 \text{ м}.$$

Эпюра пассивного давления грунта представлена на рис. 31,*д*.

Задача 38. Причальная стенка высотой H удерживает откос, сложенный в верхней части легким песком толщиной t_1 с характеристиками γ_1, φ_1, ниже которого залегает тяжелый песок с характеристиками γ_2, φ_2. Горизонт грунтовых вод (ГВ) расположен на расстоянии h от верха стенки (рис. 32,*а, б*). Удельный вес взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$ (табл. 46). Построить эпюру активного давления грунта, определить равнодействующую и точку ее приложения (принять в расчетах $c_1 = c_2 = 0$).

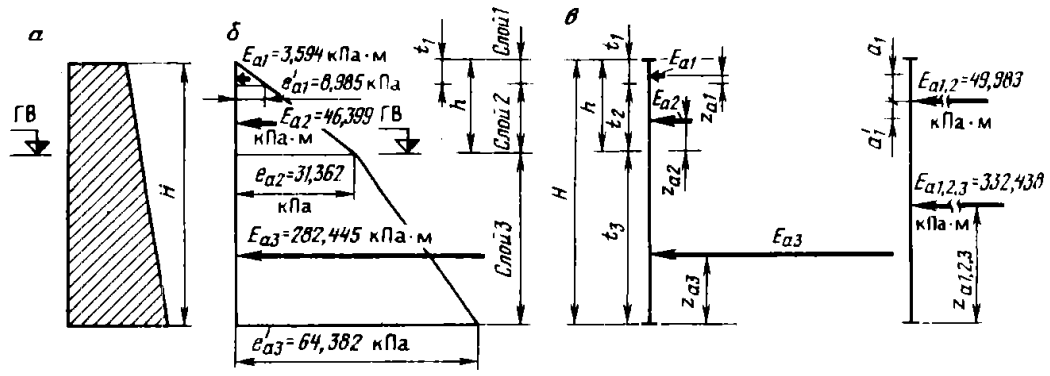


Рис. 32. Схема к расчету активного давления грунта на причальную стенку

Таблица 46. **Исходные данные к задаче 38**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
H, м	9	7	6	8	7
t_1, м	0,8	1,2	1	1,4	1,1
γ_1, кН/м^3	18,4	19,1	19,7	19,9	19,1
φ_1, градус	14	13	12	14	13
γ_2, кН/м^3	20,4	20,1	20,7	20,9	20,1
φ_2, градус	19	18	19	20	21
$\gamma_{взв}$, кН/м^3	11	10,9	11,3	11,5	10,9
h, м	3,1	2,4	3	3,4	1,9

Продолжение табл. 46

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
H, м	6	8	9	10	11
t_1, м	1,7	1,6	1,5	1,3	0,9
γ_1, кН/м^3	18,9	18,2	18,7	18,6	19,4
φ_1, градус	15	16	15	14	13
γ_2, кН/м^3	20,9	20,2	20,7	20,5	20,4
φ_2, градус	18	19	20	22	20
$\gamma_{взв}$, кН/м^3	11,7	11,1	11,4	11,8	11,3
h, м	1,2	2,2	3,4	2,8	4,1

Решение. С учетом неоднородности грунтов, а также наличия грунтовых вод представим рассматриваемый грунт в виде трех слоев: слой 1 – легкий песок, слой 2 – тяжелый песок выше ГВ и слой 3 – тяжелый песок ниже ГВ до подошвы стенки. Построим эпюры активного давления поочередно в каждом из трех выделенных слоев.

По формуле (67) активное давление на нижней границе слоя 1

$$e'_{a1} = 18{,}4 \cdot 0{,}8\,\mathrm{tg}^2\,(45^\circ - 14^\circ/2) = 8{,}985 \text{ кПа}.$$

Согласно выражению (68) при $c = 0$ и $q = 0$ полное активное давление в слое 1

$$E_{a1} = 8{,}985 \cdot 0{,}8/2 = 3{,}594 \text{ КПа} \cdot \text{м}$$

и расположено относительно нижней границы слоя 1 на расстоянии

$$z_{a1} = t_1/3 = 0{,}8/3 = 0{,}267 \text{ м}.$$

Аналогично по формуле (67) при $k = 2$ и $t_2 = h - t_1 = 3{,}1 - 0{,}8 = 2{,}3$ м для слоя 2

$$e'_{a2} = (18{,}4 \cdot 0{,}8 + 20{,}4 \cdot 2{,}3)\,\mathrm{tg}^2\,(45^\circ - 19^\circ/2) = 31{,}362 \text{ кПа}.$$

По выражению (68) значение E_{a2} определим с учетом того, что $e^0_{a2} = e'_{a1}$:

$$E_{a2} = (31{,}362 + 8{,}985) \cdot 2{,}3/2 = 46{,}399 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Точка приложения E_{a2} для случая трапецеидальной эпюры находится от нижней границы слоя 2 на расстоянии

$$z_{a2} = \frac{2{,}3\,(31{,}362 + 2 \cdot 8{,}985)}{3\,(31{,}362 + 8{,}985)} = 0{,}937 \text{ м}.$$

Слой 3 находится ниже уровня грунтовых вод, поэтому грунт в нем находится во взвешенном состоянии. По формуле (67) для $k = 3$ и $t_3 = H - h = 9 - 3{,}1 = 5{,}9$ м

$$e'_{a3} = (18{,}4 \cdot 0{,}8 + 20{,}4 \cdot 2{,}3 + 11 \cdot 5{,}9)\,\mathrm{tg}^2\,(45^\circ - 19^\circ/2) =$$

$$= 64{,}382 \text{ кПа}.$$

По формуле (68) с учетом $e^0_{a3} = e'_{a2}$ полное активное давление в последнем слое

$$E_{a3} = (e'_{a3} + e^0_{a3})\,t_3/2 = (64{,}382 + 31{,}362) \cdot 5{,}9/2 = 282{,}445 \text{ КПа} \cdot \text{м}$$

и находится на расстоянии

$$z_{a3} = \frac{5{,}9\,(64{,}382 + 2 \cdot 31{,}362)}{3\,(64{,}382 + 31{,}362)} = 2{,}611 \text{ м}.$$

Эпюра активного давления приведена на рис, 32,*б*.

Равнодействующую E_{a1}, E_{a2} и E_{a3} найдем, пользуясь правилом сложения параллельных сил. Вначале для $E_{a1,2} = E_{a1} + E_{a2}$ запишем уравнение моментов в виде (рис. 32,*в*)

$$E_{a1}\, a_1 = E_{a2} a_1'.$$

Причем $a_1 + a_1' = t_2 + z_{a1} - z_{a2} = 2{,}3 + 0{,}267 - 0{,}937 = 1{,}63$ м. Следовательно, $a_1 = 1{,}63 - a_1'$. Подставив это выражение в уравнение моментов, получим

$$E_{a1}\,(1{,}63 - a_1') = E_{a2} a_1'.$$

Откуда

$$a_1' = 1{,}63 \cdot E_{a1} / (E_{a1} + E_{a2}) = 1{,}63 \cdot 3{,}594 / (3{,}594 + 46{,}399) =$$

$$= 0{,}117 \text{ м};$$

$$a_1 = 1{,}63 - a_1' = 1{,}63 - 0{,}117 = 1{,}513 \text{ м};$$

$$E_{a1,2} = 3{,}594 + 46{,}399 = 49{,}993 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Аналогично, сложив $E_{a1,2}$ и E_{a3}, получим

$$z_{a1,2,3} = 3{,}264 \text{ м};$$

$$E_{a1,2,3} = E_{a1,2} + E_{a3} = 49{,}993 + 282{,}445 = 332{,}438 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Задача 39. На расстоянии a от вертикального откоса котлована глубиной H расположено сооружение (рис. 33,*а*), создающее распределенную нагрузку на дневную поверхность интенсивностью q (табл. 47). Построить эпюру активного давления грунта до отметки h и оценить устойчивость откоса, если сцепление грунта c, угол внутреннего трения φ, удельный вес $\gamma_{ест}$.

Решение. Сооружение отстоит от бровки откоса на расстоянии a, поэтому для определения активного давления воспользуемся зависимостью (63). Предварительно вычислим значения z_1 и z_2:

$$z_1 = 3{,}1 \cdot \operatorname{tg} 19^\circ = 1{,}067 \text{ м};$$

$$z_2 = 3{,}1 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + 19^\circ/2) = 4{,}346 \text{ м}.$$

На отметке дневной поверхности $z = 0$ по формуле (63) активное давление

$$e_a(0) = 19{,}1 \cdot 0 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 19^\circ/2) - 2 \cdot 18{,}2 \operatorname{tg}(45^\circ - 19^\circ/2) =$$

$$= -25{,}964 \text{ кПа}.$$

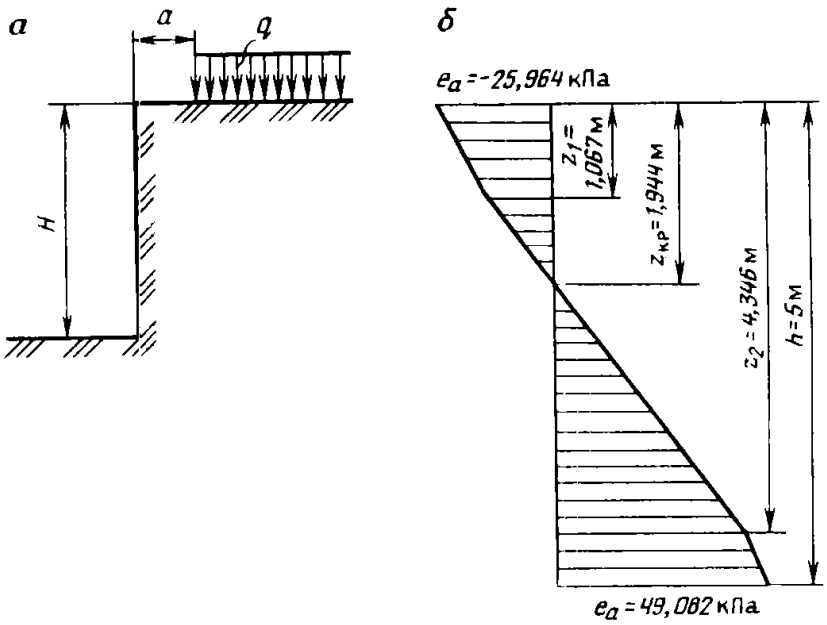


Рис. 33. Схема к расчету устойчивости вертикального откоса

Таблица 47. **Исходные данные к задаче 39**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	19,1	19,9	20,8	21,1	20,7
c, кПа	18,2	20,1	17,4	19,9	19,3
φ, градус	19	24	22	24	21
q, кПа	52	48	62	49	55
H, м	2,7	2,5	1,9	2,1	2,6
a, м	3,1	4,2	2	1,4	3
h, м	5	7,5	4	3,5	4,5

Продолжение табл. 47

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	18,4	21,7	22,6	23,1	22,1
c, кПа	20,7	16,9	20,4	15,6	18,4
φ, градус	19	26	19	26	23
q, кПа	57	59	53	61	64
H, м	2,2	1,8	1,7	1,4	1,6
a, м	1,9	2,1	2,5	1	2,2
h, м	3,2	3,5	4	2	6

При $z = z_1$ активное давление по этой же формуле

$$e_a(z_1) = 19{,}1 \cdot 1{,}067 \cdot \mathrm{tg}^2(45° - 19°/2) -$$

$$- 2 \cdot 18{,}2 \cdot \mathrm{tg}(45° - 19°/2) = -15{,}595 \text{ кПа}.$$

Для $z = z_2$

$$e_a(z_2) = [\gamma_{ест} z + \frac{q(z - z_1)}{z_2 - z_1}] \mathrm{tg}^2(45° - \varphi/2) -$$

$$- 2c \,\mathrm{tg}(45° - \varphi/2) = (19{,}1 \cdot 4{,}346 + 52) \mathrm{tg}^2(45° - 19°/2) -$$

$$- 2 \cdot 18{,}2 \cdot \mathrm{tg}(45° - 19°/2) = 42{,}726 \text{ кПа}.$$

Для сечения $z = h$

$$e_a(h) = (\gamma_{ест} z + q) \mathrm{tg}^2(45° - \varphi/2) - 2 \cdot c \,\mathrm{tg}(45° - \varphi/2) =$$

$$= (19{,}1 \cdot 5 + 52) \mathrm{tg}^2(45° - 19°/2) -$$

$$- 2 \cdot 18{,}2 \cdot \mathrm{tg}(45° - 19°/2) = 49{,}082 \text{ кПа}.$$

В интервалах $0 - z_1$; $z_1 - z_2$; $z_2 - h$ активное давление изменяется линейно от z, поэтому, соединив точки $[z = 0; e_a(0)]$, $[z_1; e_a(z_1)]$, $[z_2; e_a(z_2)]$ и $[z = h; e_a(h)]$, получим эпюру активного давления по глубине (рис. 33,*б*).

Для оценки устойчивости откоса вычислим критическую высоту вертикального откоса $z_{кр}$ и сравним ее с глубиной котлована. Если $z_{кр} \geqslant H$, то сооружение не представляет опасности для откоса котлована, в противном случае расстояние a следует увеличить или укрепить откос котлована.

По формуле (64)

$$z_{кр} = [\frac{2 \cdot 18{,}2}{\mathrm{tg}(45° - 19°/2)} + \frac{52 \,\mathrm{tg}\, 19°}{\mathrm{tg}(45° + 19°/2) - \mathrm{tg}\, 19°}] \times$$

$$\times \frac{1}{19{,}1 + 52/3{,}1 [\mathrm{tg}(45° + 19°/2) - \mathrm{tg}\, 19°]} = 1{,}944 \text{ м}.$$

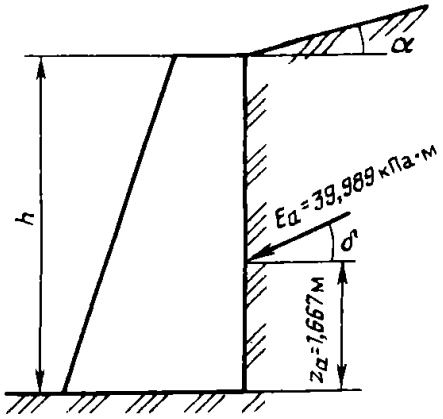
Поскольку $z_{кр} = 1{,}944$ м $< H = 2{,}7$ м, необходимо предусмотреть меры по обеспечению устойчивости откоса котлована.

Задача 40. Вычислить полное активное давление грунта на подпорную стенку, удерживающую откос полки высотой h (рис. 34). Для всех случаев расчета принять $\beta = 0$; $\delta = \varphi/2$; $\alpha = 14°$. Характеристики грунта принять по условиям задачи 39.

Решение. По формулам (76) и (75)

$$K = \frac{\sin(19° + 19°) \sin(19° - 14°)}{\cos(0 + 19°) \cos(0 - 14°)} = 0{,}0585;$$

Рис. 34. Схема к расчету давления грунта на подпорную стенку при наклонной поверхности грунта



$$k^2 = \frac{\cos^2(19° - 0°)}{(1 + \sqrt{0{,}0585})^2 \cos^2 0^0 \cos(0° + 19°)} = 0{,}6131.$$

По формуле (77) полное активное давление грунта

$$E_a = \frac{19{,}1 \cdot 5^2}{2} 0{,}6131 - \frac{18{,}2 \cdot 5}{\operatorname{tg} 19°} [1 -$$

$$- \frac{0{,}6131 \cos(0 + 19°) \cos 0°}{\cos(14° - 0)}] = 39{,}989 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Отметим, что если откос сложен песчаным грунтом ($c = 0$), то по выражению (74) полное активное давление

$$E_a = 19{,}1 \cdot 5^2 \cdot 0{,}6131/2 = 146{,}378 \text{ КПа} \cdot \text{м}.$$

Точка приложения E_a отстоит от подошвы стенки на расстоянии $z_a = h/3 = 1{,}667$ м (см. рис. 34).

9. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДЗЕМНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

Давление грунта на подземный трубопровод в зависимости от способа и глубины его заложения определяют по формуле

$$q = \begin{cases} \gamma_{ест} \cdot h_{ср}, \text{ если } h_{ср} < h_{св}, \text{ при бестраншейной прокладке трубопровода;} \\ \gamma_{ест} h_{ср} [1 - \operatorname{tg}^2(45° - \varphi/2) \operatorname{tg} \varphi h_{ср}/D_н], \text{ если } h_{ср} < h_{св}, \text{ при прокладке трубопровода в траншее;} \\ \gamma_{ест} \cdot h_{св}, \text{ если } h_{ср} \geqslant h_{св}, \end{cases} \quad (78)$$

где $D_н$ – наружный диаметр трубопровода; $h_{ср}$ – расстояние от дневной поверхности земли до оси трубы; $h_{св}$ – высота свода естественного равновесия грунта,

$$h_{св} = \begin{cases} D_н\,[1 + \operatorname{tg}(45° - \varphi/2)]\,/(2\operatorname{tg}\varphi) \text{ при бестраншейной} \\ \text{прокладке трубопровода;} \\ D_н/\,[\operatorname{tg}^2(45° - \varphi/2)\operatorname{tg}\varphi] \text{ при прокладке трубопровода} \\ \text{в траншее.} \end{cases} \quad (79)$$

Давление грунта при перемещении трубопровода в поперечном направлении

$$q_г = \gamma_{ест} h_{ср} \operatorname{tg}^2(45° + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45° + \varphi/2) \quad (80)$$

и при вертикальном перемещении в малосвязном грунте ($c \approx 0$)

$$q_в = \gamma_{ест} h_{ср} \left\{ 1 + \frac{h_{ср}}{D_н} [\operatorname{tg}\varphi + 4{,}9 \exp(-1{,}7 \frac{h_{ср}}{D_н})] - \frac{\pi D_н}{8 h_{ср}} \right\}. \quad (81)$$

Давление оползающего грунта на трубопровод

$$q_{оп} = \frac{4\pi\nu\lambda_г/D_н}{2 - \ln \dfrac{\nu D_н \gamma_{ест}}{\lambda_г g}}, \quad (82)$$

где

$$\nu = \frac{(H^2 - h_{ср}^2)\gamma_{ест}\cos\alpha}{2\lambda_г} (\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\varphi) - \frac{c}{\lambda_г}(H - h_{ср})$$

– скорость движения грунта; $\lambda_г$ – коэффициент динамической вязкости грунта; H – толщина оползня; g – ускорение свободного падения; α – уклон.

Задача 41. Участок подземного трубопровода диаметром $D_н$ проложен в траншее на глубине $h_{ср}$. Определить среднее давление грунта засыпки на трубопровод, если удельный вес грунта $\gamma_{ест}$ и угол внутреннего трения φ (табл. 48).

Решение. Для выбора расчетной модели определим $h_{св}$ по формуле (79):

$$h_{св} = 1{,}22/\,[\operatorname{tg}^2(45° - 28°/2) \cdot \operatorname{tg} 28°] = 6{,}355 \text{ м}.$$

Поскольку $h_{ср} < h_{св}$, то давление грунта засыпки согласно выражению (78)

$$q = 19{,}1 \cdot 1{,}9\,[1 - \operatorname{tg}^2(45° - 28°/2)\operatorname{tg} 28° \cdot 1{,}9/1{,}22] = 25{,}44 \text{ кПа}.$$

Таблица 48. **Исходные данные к задаче 41**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	19,1	19,5	20,4	21	19,8
φ, градус	28	29	26	22	19
$D_н$, м	1,22	1,42	1,02	0,92	0,53
$h_{ср}$, м	1,9	1,7	1,5	1,45	1,4

Продолжение табл. 48

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	18,7	18,9	19,6	20,7	21,2
φ, градус	16	25	24	23	20
$D_н$, м	0,42	0,72	0,82	0,92	0,32
$h_{ср}$, м	1,3	1,4	1,7	2	2,1

Задача 42. Футляр подземного перехода трубопровода диаметром $D_н$ проложен с помощью установки горизонтального бурения на глубине $h_{ср}$. Определить давление грунта на поверхность футляра (характеристики грунта и $D_н$ см. табл. 48), если $h_{ср}$ составляет:

Номер варианта	1	2	3	4	5
$h_{ср}$, м	2,95	3,1	3	2,8	3,2
Номер варианта	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
$h_{ср}$, м	2,7	3,3	2,6	4	2,3

Решение. Диаметр футляра $D_ф$ согласно СНиП 2.05.06–85 принимаем на 0,2 м больше диаметра трубопровода $D_н$, т.е. $D_ф = D_н + 0{,}2 = 1{,}22 + 0{,}2 = 1{,}42$ м.

Для случая бестраншейной прокладки трубопровода по формуле (79) высота свода естественного равновесия

$$h_{св} = 1{,}42\,[1 + \operatorname{tg}(45° - 28°/2)]\,/\,(2 \operatorname{tg} 28°) = 2{,}138 \text{ м}.$$

Поскольку $h_{ср} > h_{св}$, то по формуле (78) давление грунта на футляр с учетом свода естественного равновесия

$$q = 19{,}1 \cdot 2{,}138 = 40{,}836 \text{ кПа}.$$

Отметим, что без учета свода естественного равновесия давление грунта на футляр составило бы $q = 56{,}345$ кПа или на 38 % больше расчетной величины.

Задача 43. Заглубленный анкер, выполненный в виде отрезка трубопровода диаметром $D_н$, заложен на глубину $h_{ср}$ в грунт с характеристиками φ, c и $\gamma_{ест}$ (табл. 49). Определить давление грунта на трубопровод при его вертикальных (без учета сцепления) и горизонтальных перемещениях.

Таблица 49. **Исходные данные к задаче 43**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$D_н$, м	1,42	1,02	1,22	0,92	0,82
$h_{ср}$, м	3,1	2,9	2,05	2,4	2,7
φ, градус	28	25	24	27	26
c, кПа	10,4	14,2	13,4	14,1	15,6
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	17,4	18,2	18,7	19,6	17,9

Продолжение табл. 49

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$D_н$, м	0,72	0,53	0,63	0,82	0,92
$h_{ср}$, м	1,95	2,0	2,44	3,2	3,3
φ, градус	23	22	20	24	19
c, кПа	18,7	12,7	11,2	18,4	19,1
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	21,4	20,7	20,3	20,1	19,9

Решение. При вертикальном перемещении анкера по формуле (81) давление грунта

$$q_в = 17{,}4 \cdot 3{,}1 \left\{ 1 + 3{,}1/1{,}42 \left[\operatorname{tg} 28° + 4{,}9 \exp(-1{,}7 \cdot 3{,}1/1{,}42) \right] - \right.$$

$$\left. - 3{,}14 \cdot 14{,}2/(8 \cdot 3{,}1) \right\} = 120{,}955 \text{ кПа}.$$

При горизонтальном (поперечном) перемещении трубопровода по формуле (80) давление грунта

$$q_г = 17{,}4 \cdot 3{,}1 \cdot \operatorname{tg}^2 (45° + 28°/2) +$$

$$+ 2 \cdot 10{,}4 \cdot \operatorname{tg} (45° + 28°/2) = 184{,}021 \text{ кПа}.$$

Задача 44. Определить давление оползающего грунта на трубопровод диаметром $D_н$, находящийся на глубине $h_{ср}$, в теле оползня толщиной H на склоне с углом α при следующих характеристиках грунта: удельный вес $\gamma_{ест}$, угол внутреннего трения φ, сцепление c, коэффициент динамической вязкости $\lambda_г$ (табл. 50).

Таблица 50. **Исходные данные к задаче 44**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$D_н$, м	0,53	0,62	0,72	0,82	0,92
$h_{ср}$, м	1,3	1,42	1,52	1,62	1,72
H, м	6,7	10,4	12,1	11,2	13,2
α, градус	28	26	37	39	42
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	18,7	19,4	19,5	20,4	20,6
φ, градус	21	18	30	32	34
c, кПа	9,15	11,7	13,8	8,44	18,7
$\lambda_г \cdot 10^9$, кПа · с	5	2,5	9	2,7	4,1

Продолжение табл. 50

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$D_н$, м	1,02	1,22	1,42	1,02	1,2
$h_{ср}$, м	2	2,25	2,5	3	3,2
H, м	8,1	9,9	13,2	12,1	10,7
α, градус	38	35	31	34	36
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	21,7	20,1	18,3	19,2	18,9
φ, градус	31	28	24	26	29
c, кПа	13,4	17,2	14,5	14,3	13,9
$\lambda_г \cdot 10^9$, кПа · с	3,4	1,7	4,9	1,15	1,27

Решение. По формуле (82) скорость перемещения оползня

$$v = \frac{(6,7^2 - 1,3^2) \cdot 18,7 \cos 28°}{2 \cdot 5 \cdot 10^9}(\operatorname{tg} 28° - \operatorname{tg} 21°) -$$

$$- \frac{9,15}{5 \cdot 10^9}(6,7 - 1,3) = 0,663 \cdot 10^{-9} \text{ м/с}.$$

Согласно формуле (82) давление оползня на трубопровод

$$q_{оп} = \frac{4 \cdot 3,14 \cdot 5 \cdot 10^9 \cdot 0,663 \cdot 10^{-9}/0,53}{2 - \ln \dfrac{0,663 \cdot 10^{-9} \cdot 0,53 \cdot 18,7}{5 \cdot 10^9 \cdot 9,81}} = 3,764 \text{ кПа}.$$

Примечание. При вычислении натурального логарифма величины

$$N = v D_н \gamma_{ест}/(\lambda_г g)$$

рекомендуется использовать соотношение $\ln N = 2,30259 \lg N$.

10. ПРОДОЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Внутренние продольные усилия, обусловленные внутренним давлением и изменением стенки трубы, могут вызывать продольные перемещения трубопровода. Перемещение определяется продольным усилием и характером взаимодействия трубопровода с окружающим грунтом. В зависимости от касательных напряжений, возникающих при этом в грунте, различают упругое и упругопластичное взаимодействия трубопровода с грунтом.

Предельные касательные напряжения $\tau_{пр}$ в грунте возникают при продольном усилии

$$P_{у.пр} = \tau_{пр} \beta EF/k_{и}, \tag{83}$$

где

$$\beta = \sqrt{\pi D_{н} k_{и}/(EF)} \ ;$$

E – модуль упругости материала трубы; F и $D_{н}$ – соответственно площадь поперечного сечения стенки и наружный диаметр трубы; $k_{и}$ – коэффициент постели грунта на сдвиг.

В упругой зоне работы грунта ($P_{у} \leqslant P_{у.пр}$) продольные перемещения сечения, отстоящего от начала расчетного участка $l_{у}$ (рис. 35,*а*) на расстоянии x,

$$u(x) = \frac{P_{у} \operatorname{sh} \beta x}{\beta EF \operatorname{sh} \beta e_{у}}, \tag{84}$$

где $P_{у}$ – продольное усилие в конце участка $l_{у}$.

В сечении x:

касательные напряжения

$$\tau(x) = -k_{и} u(x); \tag{85}$$

продольное усилие

$$P(x) = P_{у} \frac{\operatorname{ch} \beta x}{\operatorname{ch} \beta l_{у}}.$$

Перемещения концевого сечения участка $l_{у}$

$$u_{у} = P_{у}/\beta EF,$$

а касательные напряжения

$$\tau_{у} = -k_{и} u(l_{у}).$$

Если продольное усилие $P > P_{у.пр}$, то на участке трубопровода

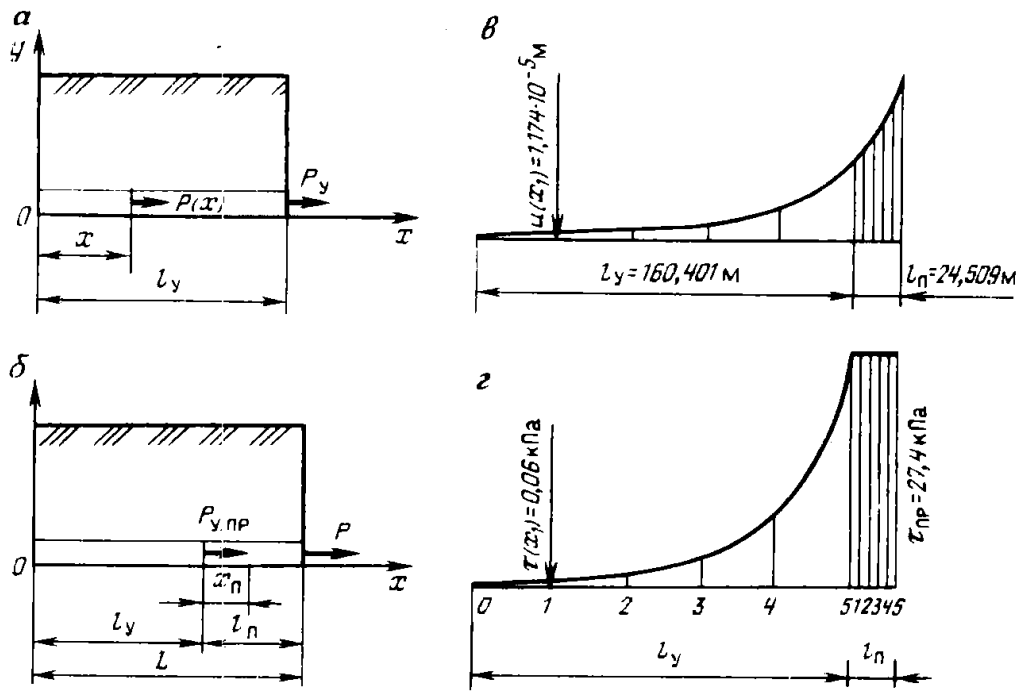


Рис. 35. Схема к расчету продольных перемещений трубопровода

длиной $l_п$ (рис. 35,*б*) упругая связь нарушается и возникает пластичная связь, протяженность зоны которой

$$l_п = \frac{P - P_{у.пр}}{\pi D_н \tau_{пр}}. \qquad (86)$$

Продольное усилие в сечении $x_п$

$$P(x_п) = P_{у.пр} + \pi D_н \tau_{пр} x_п.$$

Соответствующие перемещения

$$u(x_п) = \frac{\tau_{пр}}{k_u} + \frac{x_п}{2EF}(2P_{у.пр} + \pi D_н \tau_{пр} x_п). \qquad (87)$$

На всем протяжении участка $l_п$ касательные напряжения постоянны и равны $\tau_{пр}$ с учетом $c = 0$. Результирующее перемещение свободного конца трубопровода ($x_п = l_п$) с учетом перемещения трубопровода в упругой зоне

$$u(l_п) = \frac{\tau_{пр}}{k_u} + \frac{P^2 - P^2_{у.пр}}{2EF\pi D_н \tau_{пр}}. \qquad (88)$$

Задача 45. На подземный прямолинейный трубопровод диаметром $D_н$ длиной L действует продольная сила P. Грунт глинистый, сцепление $c = 7$ кПа. Предельное сопротивление $\tau_{пр}$, коэффициент постели на сдвиг k_u, площадь поперечного сечения трубопровода F (табл. 51). Построить эпюры продольных перемещений трубопровода и касательных напряжений в грунте. Модуль упругости $E = 2{,}1 \cdot 10^8$ кПа.

Решение. Для установления характера взаимодействия трубопровода и грунта предварительно вычислим $P_{у.пр}$ и сравним ее с P. По формуле (83)

$$\beta = \sqrt{3{,}14 \cdot 0{,}82 \cdot 0{,}51 \cdot 10^4/(2{,}1 \cdot 10^8 \cdot 2{,}79 \cdot 10^{-2})} =$$

$$= 4{,}735 \cdot 10^{-2}\ 1/м$$

и

$$P_{у.пр} = 27{,}4 \cdot 4{,}735 \cdot 10^{-2} \cdot 2{,}1 \cdot 10^8 \cdot 2{,}79 \cdot 10^{-2}/(0{,}51 \cdot 10^4) =$$

$$= 1{,}49 \cdot 10^3\ кН.$$

Поскольку действующее продольное усилие $P = 3{,}22 \cdot 10^3$ кН $> P_{у.пр} = 1{,}49 \cdot 10^3$ кН, то по длине трубопровода образуется участок пластичной связи, вычисляемый по формуле (86),

$$l_п = (3{,}22 - 1{,}49)10^3/(3{,}14 \cdot 0{,}82 \cdot 27{,}4) = 24{,}509\ м.$$

Таблица 51. **Исходные данные к задаче 45**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$D_н$, м	0,82	1,02	1,42	0,53	0,72
$F 10^{-2}$, м^2	2,79	4,11	6,64	1,82	2,44
$\tau_{пр}$, кПа	27,4	32,7	39,1	29,5	28,3
$k_u \cdot 10^4$, кН/м^3	0,51	0,72	0,84	0,45	0,27
$P \cdot 10^3$, кН	3,22	3,73	3,79	3,38	3,65
L, м	185	121	164	203	141

Продолжение табл. 51

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$D_н$, м	0,92	1,22	0,42	0,38	1,42
$F 10^{-2}$, м^2	3,98	4,92	1,12	0,99	6,52
$\tau_{пр}$, кПа	31,1	33,5	26,9	28,8	36,4
$k_u \cdot 10^4$, кН/м^3	0,35	0,69	0,81	1,21	1,07
$P \cdot 10^3$, кН	4,31	4,97	1,51	1,72	6,05
L, м	126	142	172	217	192

Отсюда длина области упругой связи

$$l_{у} = L - l_{п} = 185 - 24{,}509 = 160{,}491 \text{ м}.$$

Для построения эпюр продольных перемещений и касательных напряжений рассмотрим последовательно участки $l_{у}$ и $l_{п}$.

Выделим на каждом из этих участков по пять расчетных сечений с шагом разбиения соответственно на участке $l_{у}\,\Delta x_{у} = 32{,}08$ м и на участке $l_{п}\,\Delta x_{п} = 4{,}9$ м.

Участок $l_{у}$. При вычислении перемещений в области упругого взаимодействия трубопровода с грунтом в выражении (84) продольное усилие $P_{у}$ принимают равным $P_{у.пр}$.

Сечение $x_{1} = 32{,}08$ м. В формулах (84), (85)

$$\operatorname{sh} \beta x_{1} = \frac{e^{\beta x_{1}} - e^{-\beta x_{1}}}{2} = \frac{e^{4{,}735 \cdot 32{,}08 \cdot 10^{-2}} - e^{-4{,}735 \cdot 32{,}08 \cdot 10^{-2}}}{2} =$$

$$= 2{,}174;$$

$$\operatorname{ch} \beta l_{у} = \frac{e^{\beta l_{у}} + e^{-\beta l_{у}}}{2} = \frac{e^{4{,}735 \cdot 160{,}491 \cdot 10^{-2}} + e^{-4{,}735 \cdot 160{,}491 \cdot 10^{-2}}}{2} =$$

$$= 994{,}102.$$

Откуда

$$u(x_{1}) = \frac{1{,}49 \cdot 10^{3} \cdot 2{,}174}{4{,}735 \cdot 10^{-2} \cdot 2{,}1 \cdot 10^{8} \cdot 2{,}79 \cdot 10^{-2} \cdot 994{,}102} = 1{,}174 \cdot 10^{-5} \text{ м};$$

$$\tau(x_{1}) = -0{,}51 \cdot 10^{4} \cdot 1{,}174 \cdot 10^{-5} = -0{,}06 \text{ кПа}.$$

Результаты вычислений продольных перемещений и касательных напряжений для остальных четырех сечений участка $l_{у}$ представлены в табл. 52. Причем для $x_{5} = l_{у}$ продольные перемещения вычисляют по формуле

$$u_{у.пр} = \tau_{пр} / k_{u}.$$

Участок $l_{п}$. Сечение $x_{п1} = 4{,}9$ м. По формуле (87)

$$u(x_{п1}) = \frac{27{,}4}{0{,}51 \cdot 10^{4}} + \frac{4{,}9}{2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^{8} \cdot 2{,}79 \cdot 10^{-2}} (2 \cdot 1{,}49 \cdot 10^{3} +$$

$$+ 3{,}14 \cdot 0{,}82 \cdot 27{,}4 \cdot 4{,}9) = 6{,}763 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Значения $u(x_{п2}) \div u(x_{п5})$ для сечений $x_{п2} \div x_{п5}$ (см. табл. 52).

Аналогично вышеупомянутому, при $x_{п5} = l_{п}$ продольное перемещение вычисляют по формуле (88). На всем участке $l_{п}$ касательные напряжения $\tau^{п}_{пр} = \tau_{пр} - 0{,}2c = 27{,}4 - 0{,}2 \cdot 7 = 26$ кПа.

Таблица 52. **Расчетные значения продольных перемещений трубопровода и касательных напряжений в грунте (к задаче 45)**

Параметр	Участок $l_у$				
	Номер сечения i				
	1	2	3	4	5
x_i ($x_{пi}$), м	32,08	64,16	96,24	128,32	160,4
$u_i \cdot 10^{-3}$, м	0,012	0,056	0,257	1,176	5,372
$-\tau_i$, кПа	0,06	0,286	1,311	5,998	27,4

Продолжение табл. 52

Параметр	Участок $l_п$				
	Номер сечения i				
	1	2	3	4	5
x_i ($x_{пi}$), м	4,9	9,8	14,7	19,61	24,51
$u_i \cdot 10^{-3}$, м	6,763	8,444	10,414	12,674	15,215
$-\tau_i$, кПа	26	26	26	26	26

Эпюры продольных перемещений трубопровода и касательных напряжений в грунте представлены на рис. 35,*в*, *г*.

ГЛАВА 4

РАСЧЕТ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ

11. РАСЧЕТ СТАБИЛИЗИРОВАННЫХ ОСАДОК СПОСОБОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

Осадка s любой точки поверхности основания при расчете по способу послойного суммирования определяется как сумма осадок s_i отдельных слоев грунта, лежащих в пределах активной глубины сжатия $h_{акт}$ (рис. 36), т.е.

$$s = \sum_{0}^{h_{акт}} s_i = \sum_{0}^{h_{акт}} e_z \Delta z_i, \qquad (89)$$

где $e_z = \dfrac{\epsilon' - \epsilon''}{1 + \epsilon'}$ – относительная деформация грунта на глубине

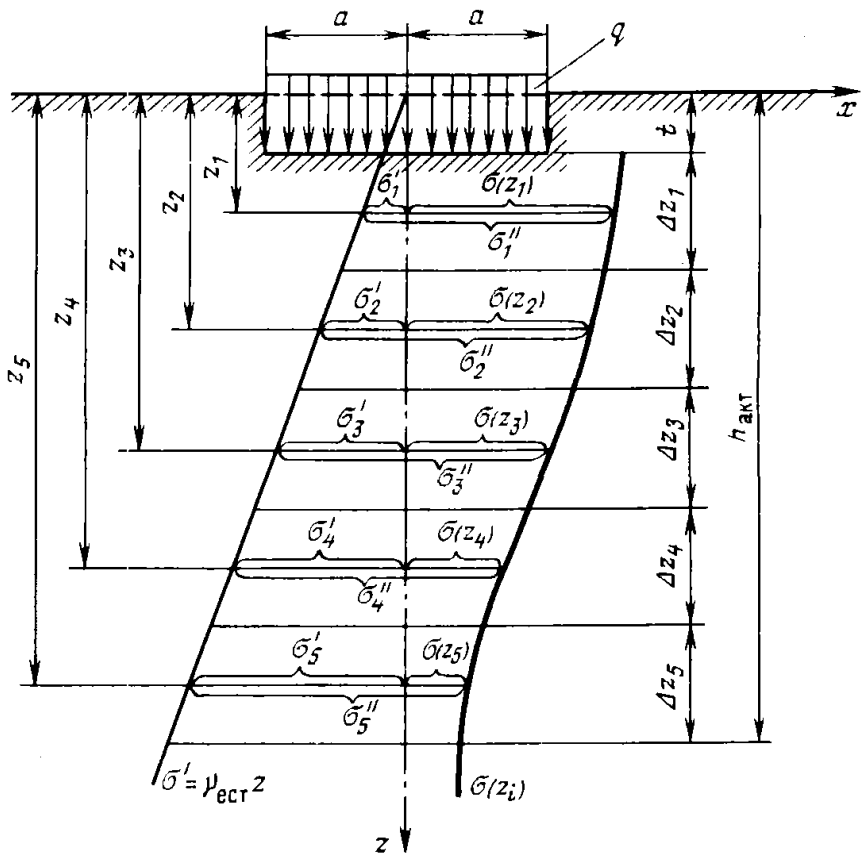


Рис. 36. Схема к расчету стабилизированной осадки основания методом послойного суммирования

z; Δz_i – толщина слоя грунта, в пределах которого деформация принимается одинаковой.

Осадку s_i отдельного слоя однородного грунта толщиной Δz_i, к которому приложены дополнительные сжимающие напряжения $\sigma(z_i)$ от внешней нагрузки (давления), можно определить по формуле

$$s_i = \frac{\epsilon'_i - \epsilon''_i}{1 + \epsilon'_i} \Delta z_i = \frac{a_{уп}}{1 + \epsilon'_i} \sigma(z_i) \Delta z_i = \\ = a_{0i} \sigma(z_i) \Delta z_i, \tag{90}$$

где $\epsilon'_i, \epsilon''_i$ – коэффициенты пористости грунта соответственно до и после приложения внешней нагрузки; $a_{уп} = \frac{\epsilon'_i - \epsilon''_i}{\sigma''_i - \sigma'_i}$ – коэффициент уплотнения грунта; σ'_i, σ''_i – средние сжимающие напряжения, действовавшие в слое грунта соответственно до и после приложения внешней нагрузки; $\sigma(z_i) = \sigma''_i - \sigma'_i$ – добавочные сжимающие напряжения

от внешней нагрузки; $a_{o\,i} = \frac{a_{уп\,i}}{1+\epsilon'_i}$ – коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Величину $a_{o\,i}$ можно определить также по формуле

$$a_{oi} = \beta / E_i, \tag{91}$$

где β – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8 для всех видов грунтов; E_i – модуль деформации i-го слоя грунта.

Полную осадку жесткого фундамента сооружения s определяют как среднее арифметическое значений осадок, определенных для нескольких вертикалей I, проведенных через различные точки подошвы фундамента:

$$s = (s_{\text{I}} + s_{\text{II}} + \ldots + s_N)/N. \tag{92}$$

Алгоритм расчета стабилизированных осадок способом послойного суммирования можно представить в следующей последовательности.

1. При определении значений s необходимо учитывать глубину заложения фундамента. Так, если внешняя нагрузка равна q, а глубина заложения подошвы фундамента – t, то определять $\sigma(z_i)$ следует не для нагрузки q, а для нагрузки

$$q^* = q - \gamma_{\text{ест}}\, t. \tag{93}$$

2. Выбирают необходимое число вертикалей I, проводя их через различные точки подошвы фундамента, и для каждой из них определяют активную глубину сжатия грунта в основании сооружения $h_{\text{акт}}$, в пределах которой влияние внешней нагрузки обусловливает деформации, приводящие к сколько-нибудь существенному сжатию грунта.

Для значительных толщ сжимаемых грунтов рекомендуется принимать $h_{\text{акт}}$ равной глубине z, на которой добавочные сжимающие напряжения от внешней нагрузки $\sigma(z_i)$ не превышают 10–20 % от естественного давления грунта, т.е.

$$\sigma(z_i) < (0{,}1 - 0{,}2)\,\sigma'_i \quad \text{или}$$

$$\sigma(z_i) < (0{,}1 \div 0{,}2) \sum_0^i \gamma_{\text{ест}\,i}\, \Delta z_i. \tag{94}$$

Для ограниченных толщ сжимаемых грунтов, подстилаемых практически несжимаемыми скальными грунтами, $h_{\text{акт}}$ выбирают равной мощности толщи сжимаемых грунтов.

3. Активную глубину сжатия $h_{\text{акт}}$ делят на необходимое число расчетных слоев Δz_i, учитывая, что грунт в пределах каждого расчетного слоя должен быть однородным, толщина его не должна превышать половины ширины фундамента. Определяют координаты кровли h_i и середины z_i каждого слоя по формулам

$$h_i = t + \sum_{1}^{i-1} \Delta z_i = h_{i-1} + \Delta z_{i-1}; \quad (95)$$

$$z_i = h_i + \Delta z_i / 2. \quad (96)$$

При разработке программ для ЭВМ можно использовать как ручную разбивку толщи основания в процессе диалога с ЭВМ или путем предварительного введения границ слоев на стадии подготовки исходной информации, так и автоматизированную разбивку, вводя в качестве исходной информации только координаты природных границ слоев грунта.

4. Определяют осадку по каждой вертикали s_I в следующей последовательности:

а) для середины каждого расчетного слоя находят значения $\sigma_I(z_i)$, σ'_{Ii} и σ''_{Ii}, используя зависимости, приведенные в гл. 2;

б) по компрессионной кривой рассматриваемого грунта определяют значения коэффициентов пористости ϵ'_{Ii} и ϵ''_{Ii}, соответствующие σ'_{Ii} и σ''_{Ii};*

в) находят осадку каждого расчетного слоя s_{Ii} по формуле (90);

г) осадку по вертикали определяют суммированием осадок отдельных слоев грунта в пределах активной глубины сжатия,

$$s_I = \sum_{0}^{h_{акт}} s_{Ii}. \quad (97)$$

5. Рассчитывают общую равномерную осадку основания s по формуле (92).

В зависимости от типа ЭВМ, используемых алгоритмического языка и данных возможны отличия в конкретной реализации программы, но основные положения в виде укрупненной блок-схемы (рис. 37) будут сходны для любых программ.

Задача 46. После установки перекачивающего агрегата на фундамент в слое песчаного грунта толщиной Δz_i под его подошвой напряжения изменились с σ'_i до σ''_i. Компрессионная кривая для песчаного грунта приведена на рис. 38. Рассчитать дополнительную осадку s_i этого слоя грунта (табл. 53).

Решение. 1. Начальный коэффициент пористости ϵ', отвечающий напряжениям σ'_i = 100 кПа, определяем по компрессионной кривой для исследуемого грунта: ϵ'_i = 0,612.

2. Коэффициент пористости песчаного грунта после приложения дополнительных напряжений ϵ'' находим по той же компрессионной кривой для σ''_i = 150 кПа; ϵ''_i = 0,581.

---

*Когда для грунта известны a_0 или $a_{уп}$ и ϵ_{Ii}, выполнение данного подпункта необязательно.

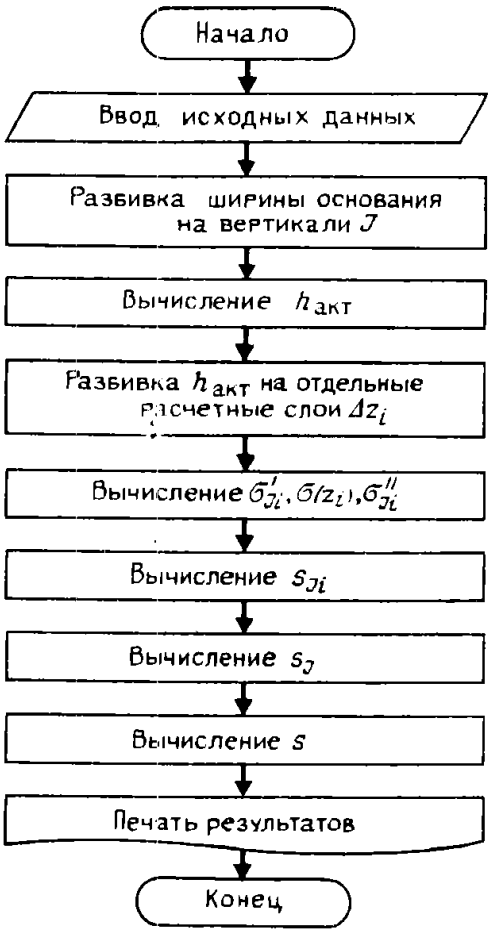


Рис. 37. Укрупненная блок-схема алгоритма расчета стабилизированных осадок методом послойного суммирования

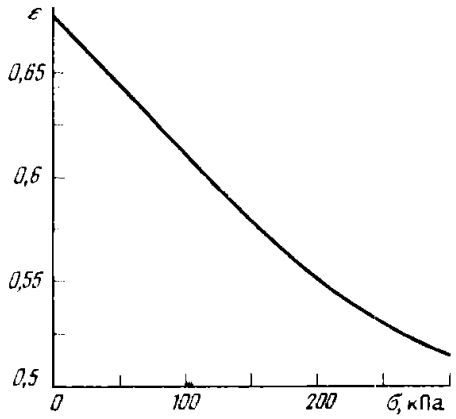


Рис. 38. Компрессионная кривая песчаного грунта

Таблица 53. **Исходные данные к задаче 46**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
Δz_i, м	0,4	0,7	1	0,2	0,6
σ'_i, кПа	100	120	160	50	200
σ''_i, кПа	150	210	200	140	250

Продолжение табл. 53

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
Δz_i, м	0,8	0,3	0,5	0,9	1,1
σ'_i, кПа	130	70	180	80	140
σ''_i, кПа	220	160	240	120	230

3. Осадку s_i отдельного слоя однородного песчаного грунта толщиной $\Delta z_i = 0{,}4$ м, к которому приложены дополнительные сжимающие напряжения от внешней нагрузки $\sigma(z_i) = \sigma''_i - \sigma'_i$, определяем по формуле (90):

$$s_i = \frac{0{,}612 - 0{,}581}{1 + 0{,}612} \cdot 0{,}4 = 7{,}69 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Задача 47. Слой грунта с модулем деформации E_i мощностью Δz_i нагружают дополнительными сжимающими напряжениями $\sigma(z_i)$. Рассчитать осадку s_i указанного слоя грунта (табл. 54).

Решение. 1. Наличие данных о модуле деформации грунта позволяет определить по формуле (91) коэффициент относительной сжимаемости грунта

$$a_{oi} = \frac{\beta}{E_i} = 0{,}8/4\,400 = 0{,}181 \cdot 10^{-3} \text{ кПа}^{-1}.$$

Таблица 54. **Исходные данные к задаче 47**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
E_i, кПа	4 400	3 900	4 200	4 800	5 300
Δz_i, м	0,5	0,8	1,2	0,7	0,4
$\sigma(z_i)$, кПа	160	220	150	300	240

Продолжение табл. 54

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
E_i, кПа	7 500	8 300	9 100	6 600	5 900
Δz_i, м	0,6	0,9	1,1	0,3	1,3
$\sigma(z_i)$, кПа	180	270	170	290	190

2. При известном значении Δz_i осадку указанного слоя грунта находим по формуле (90):

$$s_i = 0{,}181 \cdot 10^{-3} \cdot 160 \cdot 0{,}5 = 14{,}5 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Задача 48. Определить стабилизированную осадку s_i слоя заторфованного грунта по оси ленточного фундамента, передающего на грунт равномерно распределенную нагрузку (рис. 39). Исходные данные по слою грунта: мощность Δz_2; удельный вес в естественном состоянии

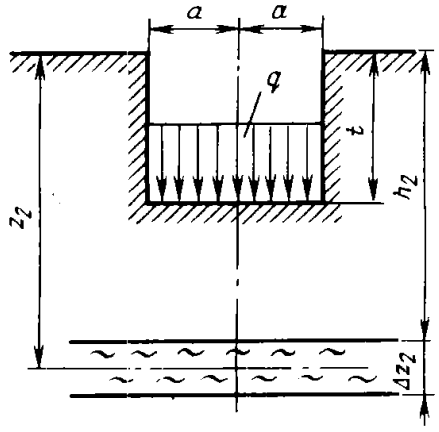


Рис. 39. Расчетная схема к задаче 48

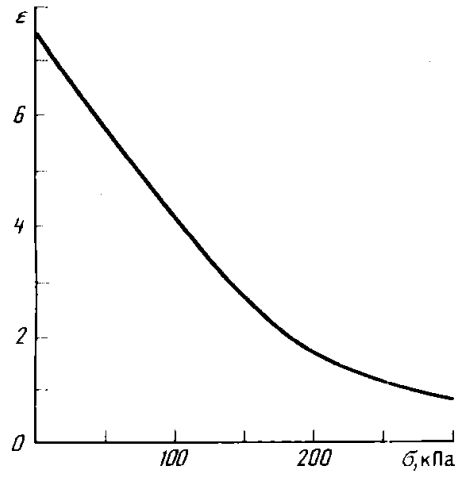


Рис. 40. Компрессионная кривая заторцованного грунта

$\gamma_{ест2}$; компрессионная зависимость приведена на рис. 40; кровля слоя находится на глубине h_2; выше указанного слоя залегает слой грунта с удельным весом $\gamma_{ест1}$. Исходные данные по фундаменту: ширина $2a$; глубина заложения подошвы фундамента t; интенсивность передаваемого на грунт давления q (табл. 55).

Решение. 1. Определяем интенсивность внешней нагрузки с учетом глубины заложения подошвы фундамента по формуле (93):

$$q^* = 190 - 18 \cdot 1 = 172 \text{ кПа}.$$

2. Рассчитываем координаты середины слоя заторфованного грунта по оси фундамента по формуле (96):

$$x_2 = 0;\ z_2 = 3{,}2 + 0{,}4/2 = 3{,}4 \text{ м}.$$

3. Находим начальное вертикальное нормальное напряжение σ'_2, действовавшее в расчетной точке ($x_2 = 0$; $z_2 = 3{,}4$ м) до приложения внешней нагрузки:

$$\sigma'_2 = \gamma_{ест1} h_2 + \gamma_{ест2} (\Delta z_2/2) = 18 \cdot 3{,}2 + 12(0{,}4/2) = 60 \text{ кПа}.$$

4. Рассчитываем конечное вертикальное нормальное напряжение σ''_2 для середины слоя заторфованного грунта по оси фундамента:

а) определяем угол ϵ_B, под которым видна полоса нагрузки из расчетной точки с координатами $x_2 = 0$; $z_2 = 3{,}4$ м:

$$\operatorname{tg} \epsilon_B/2 = a/(z_2 - t) = 0{,}6/(3{,}4 - 1) = 0{,}25;$$

$$\epsilon_B = 2 \operatorname{arctg} 0{,}25 = 28°04' = 0{,}4898 \text{ рад};$$

Таблица 55. **Исходные данные к задаче 48**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
Δz_2, м	0,4	0,6	0,9	1,1	0,3
$\gamma_{ест2}$, кН/м^3	12	14	11	13	12
h_2, м	3,2	5,4	3,6	4,2	2,7
$\gamma_{ест1}$, кН/м^3	18	20	19	18	20
$2a$, м	1,2	1,8	2,4	1,0	1,6
q, кПа	190	275	170	255	300
t, м	1	0,9	1,2	1	1,6

Продолжение табл. 55

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
Δz_2, м	1,3	0,7	1,2	0,8	0,5
$\gamma_{ест2}$ кН/м^3	14	11	13	12	14
h_2, м	6	4,8	3,3	4,1	5
$\gamma_{ест1}$, кН/м^3	19	18	20	19	18
$2a$, м	1,1	1,3	1,4	2,2	2
q, кПа	165	200	265	240	295
t, м	1,1	1,8	1,9	2	1,7

б) находим дополнительные вертикальные нормальные напряжения от внешней нагрузки $\sigma(z_2)$ по формуле (52) *без учета собственного веса:

$$\sigma(z_2) = \frac{172}{3{,}1416}(0{,}4898 + 0{,}4705) = 53 \text{ кПа};$$

в) конечное вертикальное нормальное напряжение σ_2'' в расчетной точке определяем как сумму начального напряжения σ_2' и дополнительного напряжения $\sigma(z_2)$:

$$\sigma_2'' = \sigma_2' + \sigma(z_2) = 60 + 53 = 113 \text{ кПа}.$$

---

* Для определения дополнительных сжимаемых напряжений в середине заданного слоя грунта $\sigma(z_i)$ можно также воспользоваться формулой (39) и табл. 3. Для относительных координат середины слоя: $\alpha_1 = x/a = 0/0{,}6 = 0$ и $\beta_1 = z/a = 2{,}4/0{,}6 = 4$, коэффициент $A_1 = 0{,}306$. Подставляя полученное значение коэффициента A_1 в формулу (39), определим сжимающие напряжения в середине слоя грунта: $\sigma(z_i) = A_1 \cdot q = 0{,}306 \cdot 172 = 53$ кПа. Для применения ЭВМ табличное задание коэффициентов неудобно, поэтому в задаче использован расчетный путь.

5. Находим начальный ϵ_2' и конечный ϵ_2'' коэффициенты пористости заторфованного грунта, соответствующие начальным σ_2' и конечным σ_2'' вертикальным нормальным напряжениям (см. рис. 40):

а) коэффициент пористости, соответствующий начальному уровню напряжений $\sigma_2' = 60$ кПа, $\epsilon_2' = 5{,}4$;

б) коэффициент пористости, соответствующий конечному уровню напряжений $\sigma_2'' = 113$ кПа, $\epsilon_2'' = 3{,}73$.

6. Осадку слоя заторфованного грунта по оси фундамента определяем по формуле (90):

$$s_i = \frac{5{,}4 - 3{,}73}{1 + 5{,}4} \cdot 0{,}4 = 0{,}261 \text{ м} = 26{,}1 \text{ см}.$$

Задача 49. Рассчитать осадку по оси ($x = 0$) ленточного фундамента, в основании которого лежит слой однородного грунта (рис. 41). Исходные данные по грунту: вид грунта – суглинок; удельный вес в естественном состоянии $\gamma_{ест}$; компрессионная кривая приведена на рис. 42. Грунтовые воды отсутствуют. Исходные данные по фундаменту: ширина $2a$, глубина заложения подошвы фундамента t, интенсивность передаваемой на грунт равномерно распределенной нагрузки q (табл. 56).

Решение. 1. Определяем интенсивность внешней нагрузки с учетом глубины заложения подошвы фундамента по формуле (93):

$$q^* = 200 - 19 \cdot 1 = 181 \text{ кПа}.$$

2. Определяем активную глубину сжатия грунта в основании сооружения $h_{акт}$ в соответствии с рекомендациями п. 2 настоящего параграфа. Значение $h_{акт}$ определяем путем последовательного задания ряда глубин z_i и нахождения для них значений σ_i' и σ_i'' до выполнения соотношения (94).

Ход вычислений проиллюстрируем для $z_i = 4$ м:

а) начальные напряжения σ_i' определяем по формуле

$$\sigma_i' = \gamma_{ест} z_i = 19 \cdot 4 = 76 \text{ кПа};$$

б) добавочные сжимающие напряжения от внешней нагрузки $\sigma(z_i)$ находим по формуле (52), предварительно рассчитав угол ϵ_B, под которым видна полоса нагрузки из расчетной точки с координатами ($x = 0$; $z_i = 4$ м):

$$\epsilon_B = 2 \operatorname{arctg} \frac{a}{z_i - t} = 2 \operatorname{arctg} \frac{1}{4 - 1} = 0{,}6435 \text{ рад};$$

$$\sigma(z_i) = \frac{q^*}{\pi} (\epsilon_B + \sin \epsilon_B) = \frac{181}{3{,}1416} (0{,}6435 + 0{,}6) = 72 \text{ кПа};$$

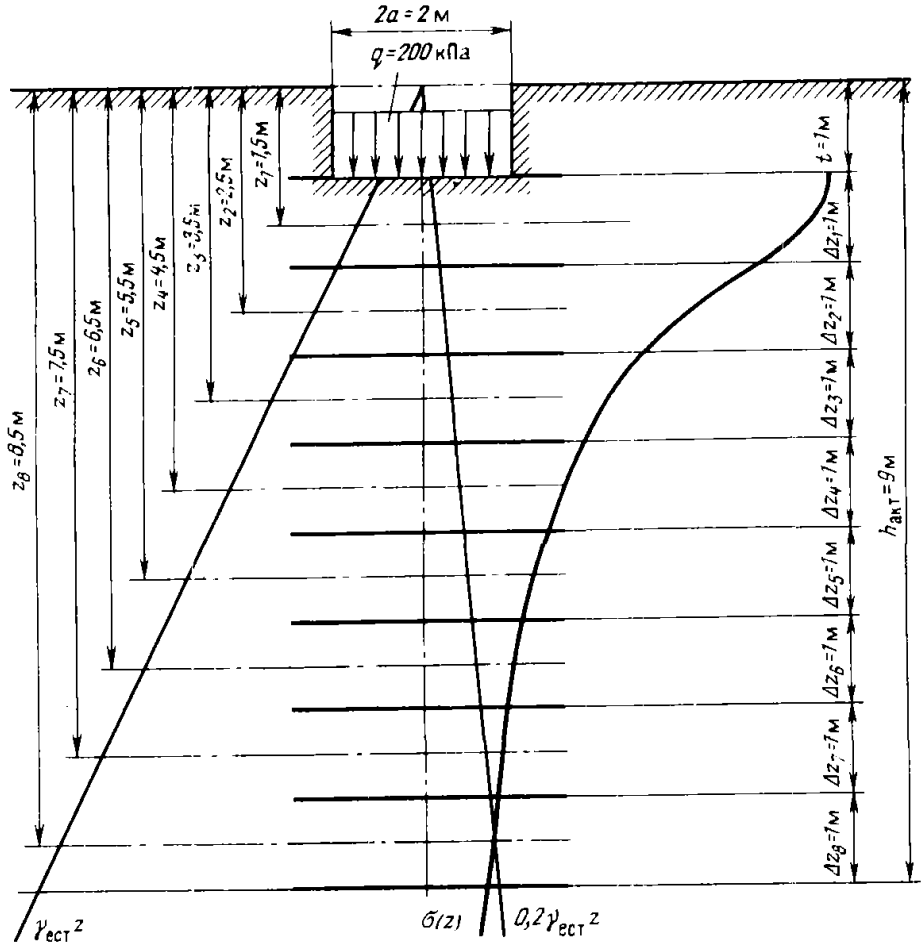


Рис. 41. Расчетная схема к задаче 49

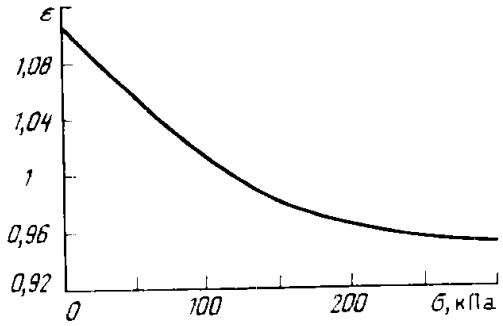


Рис. 42. Компрессионная кривая суглинка

в) проверяем выполнение условия (94), которое для удобства представим в виде

$$\sigma(z_i) - 0{,}2\,\sigma_i' < 0.$$

В нашем случае, подставив значения $\sigma(z_i)$ и σ_i', получим

$$72 - 0{,}2 \cdot 76 = 56{,}8 \text{ кПа},$$

Таблица 56. **Исходные данные к задаче 49**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	19	18	20	19	18
$2a$, м	2	1,2	1,8	2,4	1
t, м	1	0,9	1,2	1,6	1,1
q, кПа	200	180	250	210	150

Продолжение табл. 56

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	20	19	18	20	19
$2a$, м	1,6	1,1	1,4	2,2	1,3
t, м	2	1,8	1,3	1,7	1,4
q, кПа	170	220	100	130	230

что больше нуля. Это означает, что активная глубина сжатия $h_{акт}$ превышает принятое значение $z_i = 4$ м и необходимо повторить расчет для большей глубины.

Как видно из табл. 57, условие (94) соблюдается при $z_i \geqslant 9$ м, поэтому в качестве активной глубины сжатия принимаем $h_{акт} = 9$ м.

3. Активную глубину сжатия $h_{акт}$ ниже подошвы фундамента делим на необходимое число расчетных слоев. Так как, по условию задачи, грунт однороден, принимаем толщину расчетных слоев одинаковой, но не превышающей половины ширины подошвы фундамента:

$$\Delta z_i = 2a/2 = 2/2 = 1 \text{ м}.$$

Определяем координаты кровли h_i и середины z_i каждого расчетного слоя по формулам (95) и (96). Так, для слоя 3 ($i = 3$)

$$h_3 = 1 + 1 + 1 = 3 \text{ м};$$

$$z_3 = 3 + 1/2 = 3{,}5 \text{ м}.$$

Таблица 57. **Определение активной глубины сжатия $h_{акт}$**

z_i, м	$z_i - t$, м	σ'_i, кПа	$\sigma(z_i)$, кПа	$\sigma(z_i) - 0{,}2\,\sigma'_i$, кПа
4	3	76	72	56,8
6	5	114	45	22,2
8	7	152	33	2,6
9	8	171	28	6,2

Таблица 58. **Результаты расчета осадок слоев грунта** s_i

Номер слоя i	Толщина слоя Δz_i, м	Ордината середины слоя z_i, м	Напряжение в середине расчетных слоев, кПа			Коэффициент пористости грунта		Осадка расчетного слоя s_i, м
			σ_i'	$\sigma(z_i)$	σ_i''	ϵ_i'	ϵ_i''	
1	1	1,5	28,5	173,7	202,2	1,077	0,966	0,0534
2	1	2,5	47,5	120,9	168,4	1,059	0,974	0,0413
3	1	3,5	66,5	83,6	150,1	1,041	0,981	0,0294
4	1	4,5	85,5	62,5	148	1,025	0,982	0,0212
5	1	5,5	104,5	49,6	154,1	1,008	0,979	0,0144
6	1	6,5	123,5	41	164,5	0,996	0,975	0,0105
7	1	7,5	142,5	34,9	177,4	0,985	0,972	0,0065
8	1	8,5	161,5	30,4	191,9	0,977	0,969	0,0040

Результаты вычислений координат для остальных слоев приведены в табл. 58.

4. Определяем осадку по центральной вертикали $s_{I=I}$:

а) для середины каждого расчетного слоя находим напряжения $\sigma(z_i)$, σ_i' и σ_i''.

Например, для слоя 6 ($i = 6$) имеем:

$$\sigma(z_6) = \frac{181}{3,1416}\left[2 \operatorname{arctg} \frac{1}{6,5-1,0} + \right.$$

$$\left. + \sin\left(2 \operatorname{arctg} \frac{1}{6,5-1,0}\right)\right] = 41,0 \text{ кПа};$$

$$\sigma_6' = 19 \cdot 6,5 = 123,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_6'' = 123,5 + 41 = 164,5 \text{ кПа}.$$

Значения напряжений или других слоев определяют так же:

б) по компрессионной кривой рассматриваемого грунта определяем коэффициенты пористости ϵ_i' и ϵ_i'' для каждого расчетного слоя, соответствующие напряжениям σ_i' и σ_i''.

Так, для слоя 4 ($i = 4$) по компрессионной кривой (см. рис. 42) для начальных напряжений $\sigma_4' = 85,5$ кПа $\epsilon_4' = 1,025$, а для конечных напряжений $\sigma_4'' = 148$ кПа $\epsilon_4'' = 0,982$;

в) определяем осадку s_i каждого расчетного слоя по формуле (90). Так, для слоя 4

$$s_4 = \frac{1,025 - 0,982}{1 + 1,025} \cdot 1 = 21,2 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

г) находим полную стабилизированную осадку основания по оси приложенной нагрузки суммированием осадок всех принятых расчетных слоев грунта:

$$s = \sum_{1}^{i=8} s_i = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 + s_5 + s_6 + s_7 + s_8 = 0{,}0534 + 0{,}0413 +$$

$$+ 0{,}0294 + 0{,}0212 + 0{,}0144 + 0{,}0105 + 0{,}0065 + 0{,}0040 = 0{,}1807 \text{ м} =$$

$$= 0{,}181 \text{ м}.$$

Задача 50. Определить стабилизированную осадку ленточного фундамента, сооружаемого на слое супесчаного грунта, подстилаемом прочной скальной породой (рис. 43,*а*). Исходные данные по грунту: мощность слоя H, удельный вес в естественном состоянии $\gamma_{ест}$, удельный вес частиц грунта Δ, начальный коэффициент пористости ϵ', коэффициент уплотнения $a_{уп}$. Уровень грунтовых вод УГВ находится на глубине $z_{УГВ}$ от поверхности грунта. Исходные данные по фундаменту: ширина $2a$, глубина заложения подошвы фундамента t, интенсивность передаваемой на грунт нагрузки q (табл. 59).

Решение. 1. По формуле (93) интенсивность внешней нагрузки с учетом глубины заложения подошвы фундамента

$$q^* = 300 - 20 \cdot 1{,}6 = 268 \text{ кПа}.$$

2. Определяем активную глубину сжатия грунта в основании сооружения $h_{акт}$ в соответствии с рекомендациями п. 2 настоящего параграфа.

Поскольку толща сжимаемого супесчаного грунта ограничена практически несжимаемыми скальными грунтами, активная глубина сжатия равна толщине слоя сжимаемого супесчаного грунта: $h_{акт} = H = 8{,}1$ м.

3. Делим активную глубину сжатия $h_{акт}$ на расчетные слои Δz_i и определяем ординаты середины каждого слоя z_i.

Учитывая, что грунт в пределах $h_{акт}$ однороден и единственной природной границей является уровень грунтовых вод, разбивку толщи основания на расчетные слои проводим следующим образом:

а) слой супесчаного грунта ниже подошвы фундамента, но выше уровня грунтовых вод, имеющий толщину $H_1 = z_{УГВ} - t = 4{,}4 - 1{,}6 = 2{,}8$ м, используя рекомендации п. 3 настоящего параграфа, разбиваем на три расчетных слоя: $\Delta z_1 = 1$ м; $\Delta z_2 = 1$ м; $\Delta z_3 = 0{,}8$ м.

б) слой супесчаного грунта ниже уровня грунтовых вод, имеющий толщину $H_2 = h_{акт} - z_{УГВ} = 8{,}1 - 4{,}4 = 3{,}7$ м, разбиваем на четыре расчетных слоя: $\Delta z_4 = 1$ м; $\Delta z_5 = 1$ м; $\Delta z_6 = 1$ м; $\Delta z_7 = 0{,}7$ м.

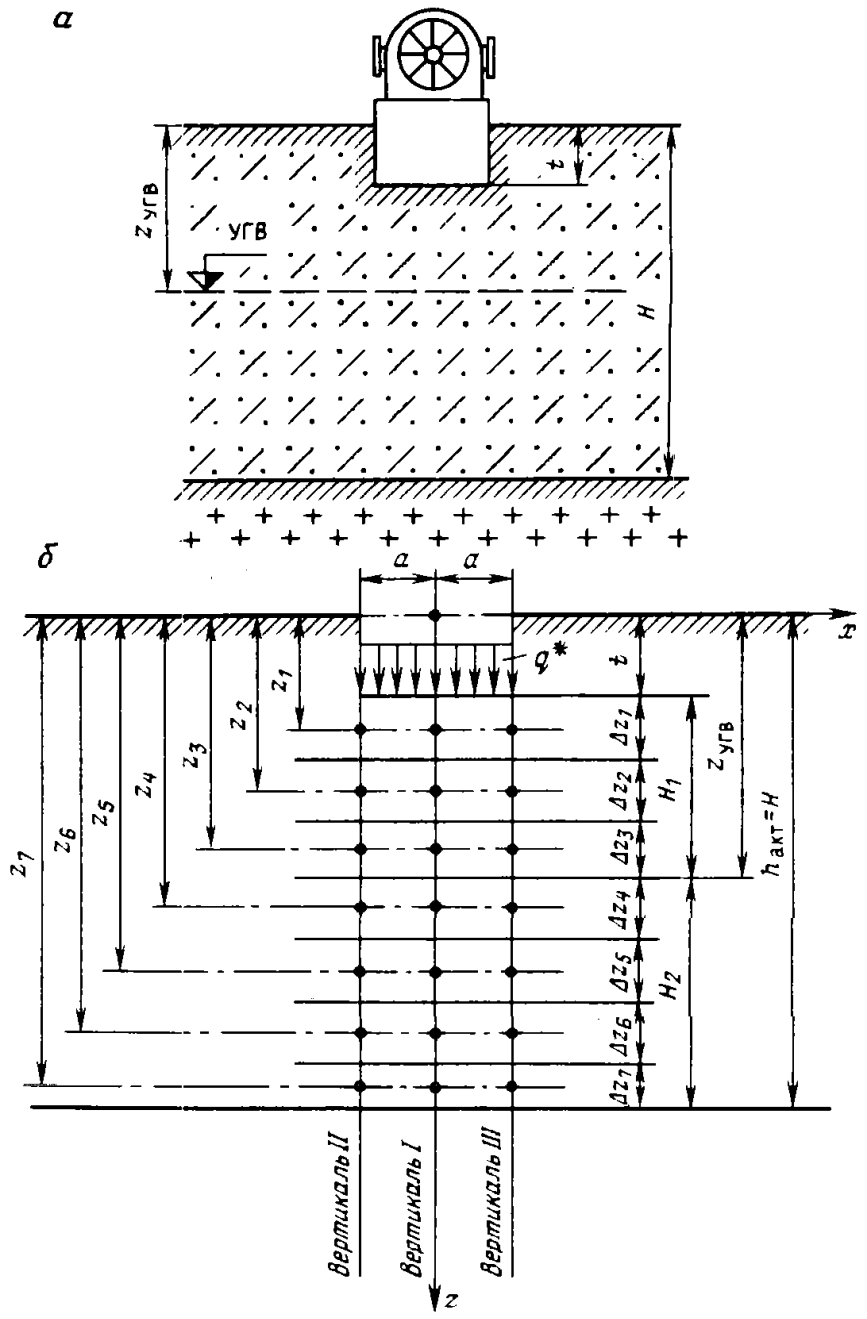


Рис. 43. Расчетная схема к задаче 50

Ординаты кровли h_i и середины z_i каждого расчетного слоя определяем соответственно по формулам (95) и (96):

$h_1 = 1{,}6$ м; $z_1 = 1{,}6 + 1/2 = 2{,}1$ м;

$h_2 = 1{,}6 + 1 = 2{,}6$ м; $z_2 = 2{,}6 + 1/2 = 3{,}1$ м;

Таблица 59. **Исходные данные к задаче 50**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
H, м	8,1	9,5	7,4	7	11
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	20	19	21	20	19
Δ, кН/м^3	26,5	26,3	26,8	27	26,6
ϵ'	0,76	0,93	0,6	0,72	0,89
$a_{уп} \cdot 10^3$, кПа$^{-1}$	0,26	0,18	0,28	0,2	0,19
$z_{УГВ}$, м	4,4	3,5	2,7	5,3	7
$2a$, м	2	2,6	1,8	1,4	2,8
t, м	1,6	1,3	1	1,8	2,2
q, кПа	300	270	350	210	330

Продолжение табл. 59

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
H, м	9,3	10,1	8	9	8,7
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	21	20	19	21	20
Δ, кН/м^3	26,9	26,4	26,7	27,3	27,1
ϵ'	0,8	0,67	0,68	0,56	0,7
$a_{уп} \cdot 10^3$, кПа$^{-1}$	0,23	0,25	0,21	0,24	0,27
$z_{УГВ}$, м	6,1	4,8	3	5,5	2,9
$2a$, м	2	2,4	1,6	2,2	1,8
t, м	1,5	2	1,9	1,7	2,1
q, кПа	250	200	310	240	260

$h_3 = 2{,}6 + 1 = 3{,}6$ м; $z_3 = 3{,}6 + 0{,}8/2 = 4$ м;

$h_4 = 3{,}6 + 0{,}8 = 4{,}4$ м; $z_4 = 4{,}4 + 1/2 = 4{,}9$ м;

$h_5 = 4{,}4 + 1 = 5{,}4$ м; $z_5 = 5{,}4 + 1/2 = 5{,}9$ м;

$h_6 = 5{,}4 + 1 = 6{,}4$ м; $z_6 = 6{,}4 + 1/2 = 6{,}9$ м;

$h_7 = 6{,}4 + 1 = 7{,}4$ м; $z_7 = 7{,}4 + 0{,}7/2 = 7{,}75$ м.

4. Для заданного фундамента число вертикалей $I = 3$ (рис. 43,*б*): $x_I = 0$; $x_{II} = -a = -1$ м; $x_{III} = a = 1$ м.

Вследствие симметрии расчетной схемы значения осадок s_I по вертикалям, расположенным на одинаковом расстоянии от оси фундамента, $s_{II} = s_{III}$, поэтому расчет осадок проводим для вертикалей *I* и *II*:

а) для середины каждого расчетного слоя определяем начальные σ_i', добавочные $\sigma(z_i)$ и конечные напряжения σ_i'', используя зависимости, приведенные в гл. 2.

Для всех вертикалей начальные напряжения σ_i' в серединах одноименных слоев вследствие однородности грунта будут одинаковы:

для расчетных слоев 1, 2 и 3, находящихся выше уровня грунтовых вод, $\gamma_{i=1,2,3} = \gamma_{\text{ест}}$, поэтому

$$\sigma_1' = \gamma_{\text{ест}} z_i = 20 \cdot 2{,}1 = 42 \text{ кПа};$$

$$\sigma_2' = 20 \cdot 3{,}1 = 62 \text{ кПа};$$

$$\sigma_3' = 20 \cdot 4 = 80 \text{ кПа};$$

для расчетных слоев 4, 5, 6 и 7, находящихся ниже уровня грунтовых вод (грунт находится во взвешенном состоянии),

$$\gamma_i = \gamma_{\text{взв}} = \frac{\Delta - \gamma_B}{1 + \epsilon'} = \frac{26{,}5 - 9{,}8}{1 + 0{,}76} = 9{,}5 \text{ кН/м}^3,$$

где $\gamma_B = 9{,}8$ кН/м^3 — удельный вес воды, а начальное напряжение на уровне середины каждого из этих слоев будет складываться из начальных напряжений в середине предыдущего слоя и напряжений, создаваемых весом грунта между серединами этих слоев, т.е.

$$\sigma_i' = \sigma_{i-1}' + \frac{\Delta z_{i-1}}{2} \gamma_{i-1} + \frac{\Delta z_i}{2} \gamma_i.$$

Таким образом,

$$\sigma_4' = \sigma_3' + \frac{\Delta z_3}{2} \gamma_3 + \frac{\Delta z_4}{2} \gamma_4 = 80 + \frac{0{,}8}{2} \cdot 20 + \frac{1}{2} \cdot 9{,}5 =$$

$$= 92{,}8 \text{ кПа};$$

$$\sigma_5' = \sigma_4' + \frac{\Delta z_4}{2} \gamma_4 + \frac{\Delta z_5}{2} \gamma_5 =$$

$$= 92{,}8 + \frac{1}{2} \cdot 9{,}5 + \frac{1}{2} \cdot 9{,}5 = 102{,}3 \text{ кПа};$$

$$\sigma_6' = \sigma_5' + \frac{\Delta z_5}{2} \gamma_5 + \frac{\Delta z_6}{2} \gamma_6 =$$

$$= 102{,}3 + \frac{1}{2} \cdot 9{,}5 + \frac{1}{2} \cdot 9{,}5 = 111{,}8 \text{ кПа};$$

$$\sigma_7' = \sigma_6' + \frac{\Delta z_6}{2} \gamma_6 + \frac{\Delta z_7}{2} \gamma_7 =$$

$$= 111{,}8 + \frac{1}{2} \cdot 9{,}5 + \frac{0{,}7}{2} \cdot 9{,}5 = 119{,}8 \text{ кПа}.$$

Добавочные сжимающие напряжения от внешней нагрузки для середины каждого расчетного слоя $\sigma(z_i)$ будут различными для разных вертикалей (табл. 60). Для определения $\sigma(z_i)$ воспользуемся формулами Митчела для расчета главных напряжений в грунте. Рассмотрим их определение на примере слоя 5. Для любой точки, лежащей на вертикали *I* $(x = 0)$, направление главных напряжений σ_1 совпадает с осью z и, следовательно, $\sigma(z_i) = \sigma_{1i}$. Точка, соответствующая середине слоя 5, по вертикали *I* имеет координаты: $x_I = 0$ и $z_5 = 5{,}9$ м, и, следовательно, угол, под которым видна полоса нагрузки из расчетной точки,

$$\epsilon_B = 2 \operatorname{arctg} \frac{a}{z_i - t} = 2 \operatorname{arctg} \frac{1}{5{,}9 - 1{,}6} = 0{,}457 \text{ рад.}$$

Подставив полученное значение ϵ_B в формулу, определим значение $\sigma(z_5)$:

$$\sigma(z_5) = \sigma_{1_5} = \frac{q^*}{\pi}(\epsilon_B + \sin \epsilon_B) = \frac{268}{3{,}1416}(0{,}457 +$$

$$+ \sin 0{,}457) = 76{,}6 \text{ кПа}.$$

Для точек, лежащих на вертикалях *II* $(x = -a)$ и *III* $(x = a)$, направление главных напряжений σ_{1i} и σ_{2i} не совпадает с осью z и сжимающие напряжения $\sigma(z_i)$ представляют собой проекцию равнодействующей главных напряжений на ось z (рис. 44). Порядок вычисления $\sigma(z_i)$ для крайних вертикалей следующий:

угол

$$\epsilon_{B\,(i=5)} = \operatorname{arctg} \frac{2a}{z_i - t} = \operatorname{arctg} \frac{2}{5{,}9 - 1{,}6} = 0{,}435 \text{ рад};$$

Таблица 60. **Расчет добавочных напряжений $\sigma(z_i)$ по вертикали *I* $(x = 0)$**

Номер слоя i	Координаты середины слоя		$\operatorname{tg} \frac{\epsilon_B}{2} = \frac{a}{z_i - t}$	ϵ_B, рад	$\sin \epsilon_B$	$A = \frac{\epsilon_B + \sin \epsilon_B}{\pi}$	$\sigma(z_i)$, кПа
	x_I, м	z_i, м					
1	0	2,1	2	2,2143	0,8	0,9595	257,1
2	0	3,1	0,6667	1,176	0,9231	0,6682	179,1
3	0	4	0,4167	0,7896	0,7101	0,4774	127,9
4	0	4,9	0,303	0,5885	0,5551	0,364	97,6
5	0	5,9	0,2326	0,457	0,4413	0,2859	76,6
6	0	6,9	0,1887	0,3774	0,3685	0,2374	63,6
7	0	7,75	0,1626	0,3224	0,3168	0,2035	54,5

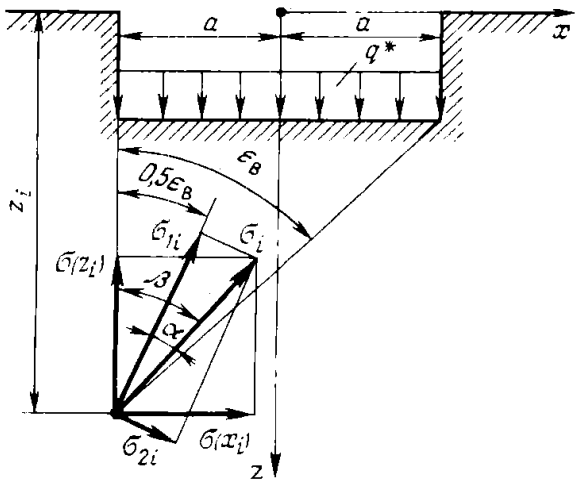


Рис. 44. Схема к расчету $\sigma(z_i)$ для вертикали *II*

главные напряжения

$$\sigma_{1\,(i=5)} = \frac{q^*}{\pi}(\epsilon_B + \sin\epsilon_B) = \frac{268}{3{,}1416}(0{,}435 + \sin\ 0{,}435) = 73{,}1\ \text{кПа};$$

$$\sigma_{2\,(i=5)} = -\frac{q^*}{\pi}(\epsilon_B - \sin\epsilon_B) = \frac{268}{3{,}1416}(0{,}435 - \sin 0{,}435) = 1{,}2\ \text{кПа};$$

равнодействующая напряжений

$$\sigma_{(i=5)} = \sqrt{\sigma^2_{1\,(i=5)} + \sigma^2_{2(i=5)}} = \sqrt{73{,}1^2 + 1{,}2^2} \approx 73{,}1\ \text{кПа};$$

угол отклонения равнодействующей $\sigma_{(i)}$ от вертикали z

$$\beta = \frac{\epsilon_B}{2} + \text{arctg}\,\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{0{,}435}{2} + \text{arctg}\,\frac{0{,}0012}{0{,}0731} = 0{,}2341\ \text{рад};$$

сжимающие напряжения

$$\sigma(z_5) = \sigma_{(i=5)}\cos\beta = 73{,}1\cos 0{,}2341 = 71{,}1\ \text{кПа}.$$

Результаты вычислений добавочных напряжений $\sigma(z_i)$ в серединах расчетных слоев по вертикалям *II* и *III* приведены в табл. 61. Промежуточные результаты ряда вычислений для экономии места опущены.

Конечные напряжения σ''_i, например, для слоя 5 по вертикали *I*

$$\sigma''_5 = \sigma'_5 + \sigma(z_5) = 102{,}3 + 76{,}6 = 178{,}9\ \text{кПа},$$

по вертикалям *II* и *III*

$$\sigma''_5 = \sigma'_5 + \sigma(z_5) = 102{,}3 + 71{,}1 = 173{,}4\ \text{кПа}$$

и так далее для каждого слоя (табл. 62);

Таблица 61. **Расчет добавочных напряжений $\sigma(z_i)$ по вертикали *II* ($x = a$)**

Номер слоя i	Координаты середины слоя		$\operatorname{tg} \epsilon_в = \frac{2a}{z_i - t}$	$\epsilon_в$, рад	$\sin \epsilon_в$
	x_I, м	z_i, м			
1	1	2,1	4	1,3258	0,9701
2	1	3,1	1,3333	0,9273	0,8
3	1	4	0,8333	0,6947	0,6402
4	1	4,9	0,6061	0,5449	0,5183
5	1	5,9	0,4651	0,4354	0,4217
6	1	6,9	0,3774	0,3608	0,3531
7	1	7,75	0,3252	0,3144	0,3093

Таблица 62. **Сводная таблица результатов расчета осадок по вертикалям**

Номер слоя i	Δz_i, м	z_i, м	γ_i, кН/м^3	σ'_i, кПа
1	1	2,1	20	42
2	1	3,1	20	62
3	0,8	4	20	80
4	1	4,9	9,5	92,8
5	1	5,9	9,5	102,3
6	1	6,9	9,5	111,8
7	0,7	7,75	9,5	119,8

б) определяем коэффициент относительной сжимаемости супесчаного грунта

$$a_o = \frac{a_{уп}}{1 + \epsilon'} = \frac{0{,}26 \cdot 10^{-3}}{1 + 0{,}76} = 0{,}148 \cdot 10^{-3} \text{ кПа}^{-1};$$

в) определяем осадку s_i каждого расчетного слоя по формуле (90).

Так, для слоя 5 по вертикали *I*

$$s_{I5} = a_o \sigma(z_5) \Delta z_5 = 0{,}148 \cdot 10^{-3} \cdot 76{,}6 \cdot 1 = 0{,}0113 \text{ м} = 11{,}3 \text{ мм},$$

а для вертикалей *II* и *III*

$$s_{II5} = s_{III5} = a_o \sigma(z_5) \Delta z_5 = 0{,}148 \cdot 10^{-3} \cdot 71{,}1 \cdot 1 = 0{,}0105 \text{ м} =$$

$$= 10{,}5 \text{ мм}.$$

Главные напряжения, кПа			$\alpha = \operatorname{arctg}\frac{\sigma_{2(i)}}{\sigma_{1(i)}}$, рад	$\beta = \frac{\epsilon_B}{2} + \alpha$, рад	$\sigma(z_i) = \sigma_{1(i)} \cdot \cos\beta$, кПа
$\sigma_{1(i)}$	$\sigma_{2(i)}$	$\sigma_{(i)}$			
195,9	30,3	198,2	0,1535	0,8164	135,7
147,4	10,9	147,8	0,0738	0,5375	127,0
113,9	4,6	114	0,0404	0,3878	105,5
90,7	2,3	90,7	0,0254	0,2979	86,7
73,1	1,2	73,1	0,0164	0,2341	71,1
60,9	0,7	60,9	0,0115	0,1919	59,8
53,2	0,4	53,2	0,0075	0,1647	52,5

Вертикали *II* и *III*			Вертикаль *I*		
$\sigma(z_i)$, кПа	σ''_i, кПа	$s_{IIi} = s_{IIIi}$, мм	$\sigma(z_i)$, кПа	σ'''_i, кПа	s_{Ii}, мм
135,7	177,7	20,1	257,1	299,1	38,1
127	189	18,8	179,1	241,1	26,5
105,5	185,5	12,5	127,9	207,9	15,1
86,7	179,5	12,8	97,6	190,4	14,4
71,1	173,4	10,5	76,6	178,9	11,3
59,8	171,6	8,9	63,6	175,4	9,4
52,5	172,3	5,4	54,5	174,3	5,6

Расчет осадок s_{Ii} для других слоев полностью совпадает с расчетом для слоя 5;

г) рассчитываем осадки по каждой из вертикалей по формуле (97):

$$s_I = 38{,}1 + 26{,}5 + 15{,}1 + 14{,}4 + 11{,}3 + 9{,}4 + 5{,}6 = 120{,}4 \text{ мм};$$

$$s_{II} = 20{,}1 + 18{,}8 + 12{,}5 + 12{,}8 + 10{,}5 + 8{,}9 + 5{,}4 = 89 \text{ мм};$$

$$s_{III} = s_{II} = 89 \text{ мм}.$$

5. Рассчитываем общую равномерную осадку основания по формуле (92)

$$s = (120{,}4 + 89 + 89)/3 = 99{,}5 \text{ мм}.$$

12. РАСЧЕТ СТАБИЛИЗИРОВАННЫХ ОСАДОК МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ

Метод, предложенный проф. Н.А. Цытовичем, заключается в определении осадки реального основания $s_{пл}$ путем расчета осадки некоторого эквивалентного слоя грунта $s_{од}$ толщиной $h_э$, загруженного сплошной нагрузкой, в условиях одномерной задачи.

По этому методу осадка основания сооружений

$$s = a_0 q h_э, \tag{98}$$

где a_0 – коэффициент относительной сжимаемости грунта; q – нагрузка на грунт; $h_э$ – толщина эквивалентного слоя грунта,

$$h_э = A\omega 2a, \tag{99}$$

где $A = \frac{(1-\mu_0)^2}{1-2\mu_0}$ – показатель бокового расширения грунта; μ_0 – коэффициент общей относительной поперечной деформации грунта; ω – коэффициент формы площади подошвы и жесткости фундамента, одинаковый для всей площади загрузки (для абсолютно жесткого фундамента) или различный для разных ее точек (для гибкого фундамента); $2a$ – ширина подошвы фундамента.

Алгоритм расчета осадок методом эквивалентного слоя можно описать следующим образом.

1. Учитывают глубину заложения подошвы фундамента t путем уменьшения интенсивности реальной нагрузки q на бытовые напряжения в грунте на глубине заложения подошвы фундамента

$$q^* = q - \gamma_{ест} t.$$

2. Определяют отношение сторон прямоугольного фундамента. Так, если длина фундамента $2b$, а ширина $2a$, то соотношение будет иметь вид

$$\alpha = 2b/2a. \tag{100}$$

Для фундаментов, имеющих в плане форму квадрата или круга, $\alpha = 1$.

3. Рассчитывают показатель бокового расширения грунта по формуле

$$A = (1-\mu_0)^2/(1-2\mu_0). \tag{101}$$

4. Определяют коэффициент формы площади и жесткости фундамента ω, значение которого зависит от соотношения толщины сжимаемого грунта h и расчетной толщины эквивалентного слоя $h_э$, т.е. от выполнения условия

$$h > 2h_э. \qquad (102)$$

Когда условие (102) выполняется, коэффициент ω для прямоугольных площадей загрузки можно определять по графикам (рис. 45) в зависимости от соотношения длины $2b$ и ширины $2a$ площади загрузки; для максимальной осадки гибкого фундамента – ω_{max}, для средней осадки гибкого фундамента – $\omega_{ср}$ и для осадки жесткого фундамента $\omega_ж$ (кривые *1*, *2* и *3* соответственно). Коэффициент ω_{min} для осадки угловых точек гибкого прямоугольного фундамента можно определить по формуле

$$\omega_{min} = \frac{1}{2}\,\omega_{max}. \qquad (103)$$

Для приближенных расчетов можно пользоваться табл. 63.

Для круговой площади загрузки можно принимать следующие значения коэффициентов ω: $\omega_{min} = 0{,}64$; $\omega_{max} = 1$; $\omega_{ср} = 0{,}85$; $\omega_ж = 0{,}79$.

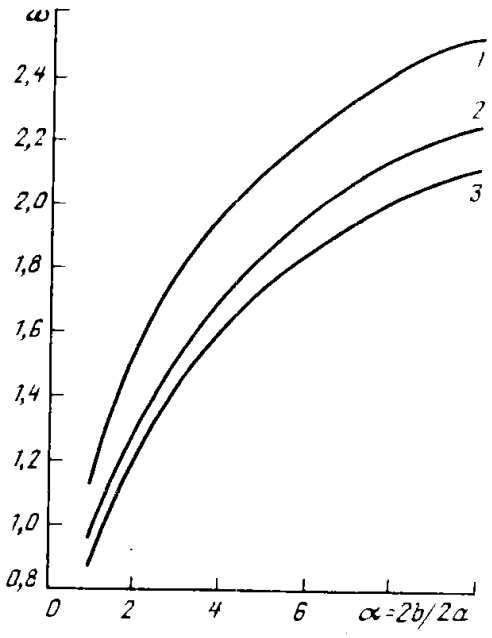


Рис. 45. График значений коэффициентов ω для прямоугольных площадей загрузки

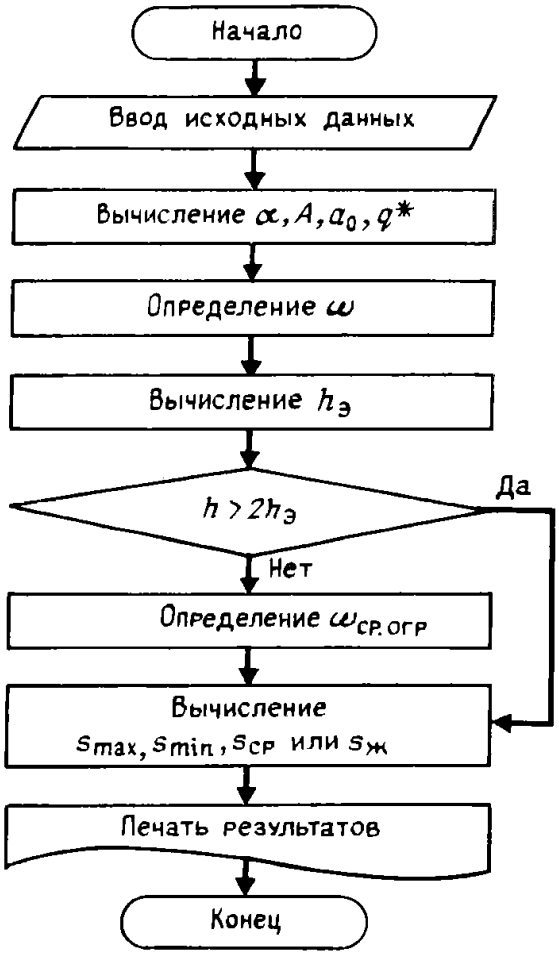


Рис. 46. Укрупненная блок-схема алгоритма расчета стабилизированных осадок оснований методом эквивалентного слоя

Таблица 63. **Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$**

$a=2b/2a$	Гравий и галька			Пески						Суглинки пластичные						Глины и суглинки мягкопластичные		
	Глины и суглинки твердые и полутвердые						Супеси твердые и пластичные						Глины пластичные					
	$\mu_0 = 0{,}1$			$\mu_0 = 0{,}2$			$\mu_0 = 0{,}25$			$\mu_0 = 0{,}3$			$\mu_0 = 0{,}35$			$\mu_0 = 0{,}4$		
	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$	$A\omega_{max}$	$A\omega_{ср}$	$A\omega_{ж}$
1	1,13	0,96	0,89	1,2	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,3	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,3	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,2
3	1,81	1,55	1,46	1,9	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,9
5	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,1
6	2,25	1,98	–	2,37	2,09	–	2,5	2,21	–	2,72	2,41	–	3,14	2,76	–	4	3,53	–
7	2,35	2,06	–	2,47	2,18	–	2,61	2,31	–	2,84	2,51	–	3,26	2,87	–	4,18	2,67	–
8	2,43	2,14	–	2,56	2,26	–	2,7	2,4	–	2,94	2,61	–	3,38	2,98	–	4,32	3,82	–
9	2,51	2,21	–	2,64	2,34	–	2,79	2,47	–	3,03	2,69	–	3,49	3,08	–	4,46	3,92	–
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,4	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,6	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82

Таблица 64. **Значения коэффициента $\omega_{ср.огр}$ для слоя грунта ограниченной толщины ($h < 2h_э$)**

$\alpha = 2b/2a$	$h/2a$				
	0,25	0,5	1	2	5
1 (круг)	0,22	0,38	0,58	0,7	0,78
1 (квадрат)	0,22	0,39	0,62	0,77	0,87
2 (прямоугольник)	0,24	0,43	0,7	0,96	1,16
3 "	0,24	0,44	0,73	1,04	1,31
5 "	0,25	0,45	0,75	1,1	1,46
10 "	0,25	0,46	0,77	1,15	1,62

Когда слой сжимаемого грунта подстилается несжимаемыми породами (при $h < 2h_э$), коэффициент для средней осадки прямоугольных и круговых площадей загрузки $\omega_{ср.огр}$ можно определять по табл. 64 в зависимости от отношения толщины слоя сжимаемого грунта h к ширине фундамента $2a$.

5. Определяют коэффициент относительной сжимаемости грунта a_o, используя компрессионную кривую грунта или данные о коэффициенте уплотнения грунта $a_{уп}$ и начальном коэффициенте пористости ϵ'. Когда a_o задают в исходных данных, выполнение данного пункта необязательно.

6. Рассчитывают осадки s_{min}, s_{max}, $s_{ср}$ для гибкого фундамента или $s_ж$ для абсолютно жесткого фундамента по формуле

$$s = a_o q^* A \omega 2a . \qquad (104)$$

Укрупненная блок-схема алгоритма приведена на рис. 46.

Задача 51. Определить методом эквивалентного слоя осадку фундамента, сооружаемого на мощном слое однородного грунта. Исходные данные по фундаменту: длина $2b$, ширина $2a$, заглубление подошвы фундамента ниже поверхности земли t, интенсивность передаваемой на грунт нагрузки q. Исходные данные по грунту: удельный вес $\gamma_{ест}$, коэффициент общей относительной поперечной деформации μ_o (табл. 65) (компрессионную характеристику см. на рис. 42).

Решение. 1. Рассчитаем эффективную внешнюю нагрузку q^*, учитывающую глубину заложения подошвы фундамента, по формуле (93):

$$q^* = 300 - 20 \cdot 1{,}6 = 268 \text{ кПа}.$$

2. Определим соотношение сторон фундамента по формуле

$$\alpha = 2b/2a = 6/3 = 2.$$

Таблица 65. **Исходные данные к задаче 51**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$2a$, м	3	4	2,5	2	3
$2b$, м	6	12	7,5	2	4,5
t, м	1,6	1,7	1,2	1	1,3
q, кПа	300	230	180	250	260
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	20	18	19	20	18
μ_o	0,3	0,25	0,2	0,35	0,1

Продолжение табл. 65

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$2a$, м	5,5	6	3,5	4	2
$2b$, м	11	9	10,5	4	8
t, м	1,4	1,5	1,9	2	1,1
q, кПа	200	280	210	220	190
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	0,019	0,02	0,018	0,019	0,02
μ_o	0,4	0,25	0,3	0,35	0,2

3–4. Так как коэффициент общей относительной деформации грунта $\mu_o = 0{,}3$ и соотношения сторон прямоугольной нагрузки $\alpha = 2$ имеют табличные значения (см. табл. 63), то $A\omega_ж = 1{,}49$.

5. Определяем коэффициент относительной сжимаемости a_o, соответствующий увеличению напряжений от бытовых σ' до $\sigma'' = q = 300$ кПа;

а) определяем бытовые напряжения σ' на уровне подошвы фундамента по формуле (49) при заглублении $t = 1{,}6$ м и удельном весе грунта $\gamma_{ест} = 20$ кН/м^3: $\sigma' = 20 \cdot 1{,}6 = 32$ кПа;

б) по компрессионной кривой грунта (см. рис. 42) находим коэффициенты пористости ϵ' и ϵ'', соответствующие бытовым напряжениям σ' и напряжениям, отвечающим интенсивности нагрузки, передаваемой на грунт фундаментом $\sigma'' = q$: $\sigma' = 32$ кПа, $\epsilon' = 1{,}074$; $\sigma'' = 300$ кПа; $\epsilon'' = 0{,}952$;

в) вычисляем коэффициент уплотнения грунта в интересующем нас диапазоне напряжений по формуле

$$a_{уп} = \frac{\epsilon' - \epsilon''}{\sigma'' - \sigma'} = \frac{1{,}074 - 0{,}952}{300 - 32} = 0{,}455 \cdot 10^{-3}\ \text{кПа}^{-1};$$

г) коэффициент относительной сжимаемости рассчитываем по формуле

$$a_o = \frac{a_{уп}}{1+\epsilon'} = \frac{0{,}455 \cdot 10^{-3}}{1+1{,}074} = 0{,}219 \cdot 10^{-3}\ кПа^{-1}.$$

6. Определяем полную осадку фундамента по формуле (104):

$$s = 0{,}219 \cdot 10^{-3} \cdot 268 \cdot 1{,}49 \cdot 3 = 0{,}262\ м.$$

Задача 52. Определить осадку основания по центру s_{max} и по углам s_{min} приложенной к его поверхности прямоугольной равномерно распределенной нагрузки. Исходные данные по нагрузке: ширина $2a$, длина $2b$, интенсивность нагрузки q. Исходные данные по грунту основания: грунт — однородный, распространяющийся на значительную глубину, коэффициент общей относительной деформации грунта μ_o, коэффициент относительной сжимаемости a_o (табл. 66).

Решение. 1. Определяем эффективную интенсивность внешней нагрузки q^*. Поскольку, по условию задачи, нагрузка приложена на поверхности земли, принимаем $q^* = q = 210$ кПа.

2. Определяем отношение сторон прямоугольника, в котором приложена нагрузка, по формуле

$$\alpha = 2b/2a = 13/2 = 6{,}5.$$

Таблица 66. **Исходные данные к задаче 52**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$2a$, м	2	3,5	1,8	3,2	4,3
$2b$, м	13	12	7,8	22	11,6
q, кПа	210	140	220	100	300
μ_o	0,14	0,16	0,11	0,13	0,12
$a_o \cdot 10^3$, $кПа^{-1}$	0,1	0,08	0,12	0,09	0,16

Продолжение табл. 66

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$2a$, м	1,6	4	2,5	1,7	5,5
$2b$, м	6,2	8,5	3,8	5,4	13,0
q, кПа	180	240	110	160	290
μ_o	0,16	0,14	0,12	0,13	0,15
$a_o \cdot 10^3$, $кПа^{-1}$	0,07	0,13	0,08	0,11	0,14

3. Вычисляем показатель бокового расширения грунта по формуле (101):

$$A = \frac{(1 - 0{,}14)^2}{1 - 2 \cdot 0{,}14} = 1{,}027.$$

4. Определяем коэффициенты формы площади и жесткости фундамента для максимальной осадки ω_{max} и осадки угловых точек ω_{min}. По графику (см. рис. 45) $\omega_{max} = 2{,}28$.

Коэффициент

$$\omega_{min} = \frac{1}{2}\omega_{max} = 2{,}28/2 = 1{,}14.$$

5. Коэффициент относительной сжимаемости $a_0 = 0{,}10 \cdot 10^{-3}$ кПа$^{-1}$.

6. Рассчитываем осадки по формуле (104):

$$s_{max} = 0{,}10 \cdot 10^{-3} \cdot 210 \cdot 1{,}027 \cdot 2{,}28 \cdot 2{,}0 = 0{,}098 \text{ м};$$

$$s_{min} = 0{,}1 \cdot 10^{-3} \cdot 210 \cdot 1{,}027 \cdot 1{,}14 \cdot 2 = 0{,}049 \text{ м}.$$

Задача 53. Площадка квадратной формы из насыпного грунта передает на основание равномерно распределенную нагрузку. Определить методом эквивалентного слоя осадку основания на краях s_{min} и под центром площади s_{max}, а также среднюю осадку $s_{ср}$. Исходные данные по насыпной площадке: размеры площадки в плане $2a$ x $2b$, интенсивность передаваемой на грун нагрузки q. Исходные данные по грунту: грунт – однородный на значительную глубину, начальный коэффициент пористости ϵ', коэффициент уплотнения $a_{уп}$, коэффициент общей относительной деформации грунта μ_0 (табл. 67).

Решение. 1. Эффективную интенсивность внешней нагрузки q^* принимаем равной заданной q, поскольку, по условию задачи, нагрузка приложена на поверхности грунта, без заглубления: $q^* = q = 210$ кПа.

2. Отношение сторон для нагрузки, имеющей в плане форму квадрата, $\alpha = 2b/2a = 12/12 = 1$.

3. Определяем показатель бокового расширения грунта по формуле (101):

$$A = \frac{(1 - 0{,}19)^2}{1 - 2 \cdot 0{,}19} = 1{,}058.$$

4. Находим коэффициент формы площади и жесткости ω. Для нагрузки, имеющей в плане форму квадрата, коэффициенты для максимальной осадки ω_{max} и средней осадки фундамента $\omega_{ср}$ определяем по графику (см. рис. 45): $\omega_{max} = 1{,}12$; $\omega_{ср} = 0{,}95$.

5. Определяем коэффициент относительной сжимаемости грунта a_0. При известных, по условию задачи, коэффициента $a_{уп}$ и начальном

Таблица 67. **Исходные данные к задаче 53**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$2a = 2b$, м	12	7	9	16	20
q, кПа	210	160	300	140	230
ϵ'	0,67	0,81	0,74	0,95	0,61
$a_{уп} \cdot 10^3$, кПа$^{-1}$	0,3	0,22	0,25	0,14	0,27
μ_o	0,19	0,24	0,23	0,21	0,26

Продолжение табл. 67

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$2a = 2b$, м	13	10	14	15	18
q, кПа	100	270	120	190	350
ϵ'	0,55	0,78	0,69	0,87	0,9
$a_{уп} \cdot 10^3$, кПа$^{-1}$	0,33	0,13	0,25	0,09	0,17
μ_o	0,19	0,24	0,21	0,23	0,22

коэффициенте пористости грунта ϵ' коэффициент относительной сжимаемости грунта a_o можно рассчитать по формуле

$$a_o = \frac{a_{уп}}{1+\epsilon'} = \frac{0{,}3 \cdot 10^{-3}}{1+0{,}67} = 0{,}18 \cdot 10^{-3}\ \text{кПа}^{-1}.$$

6. Осадку основания под центром насыпной площадки s_{max} и среднюю осадку всего основания $s_{ср}$ рассчитываем по формуле (104):

$$s_{max} = 0{,}18 \cdot 10^{-3} \cdot 210 \cdot 1{,}058 \cdot 1{,}12 \cdot 12 = 0{,}537\ \text{м};$$

$$s_{ср} = 0{,}18 \cdot 10^{-3} \cdot 210 \cdot 1{,}058 \cdot 0{,}95 \cdot 12 = 0{,}456\ \text{м}.$$

Задача 54. Определить среднюю осадку $s_{ср}$ гибкого днища круглого резервуара, сооруженного без заглубления на слое однородного грунта ограниченной мощности, подстилаемом скальными породами. Исходные данные по резервуару: диаметр $2a$, интенсивность нагрузки передаваемой днищем резервуара на грунт, q. Исходные данные по грунту: мощность слоя сжимаемого грунта h, коэффициент относительной сжимаемости a_o, коэффициент общей относительной деформации грунта μ_o (табл. 68).

Решение. 1. Поскольку днище резервуара не заглублено, эффективная интенсивность нагрузки $q^* = q = 130$ кПа. Для нагрузки, приложенной по площадке, имеющей форму круга, $\alpha = 1$.

Таблица 68. **Исходные данные к задаче 54**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$2a$, м	18	10	14	6	9
q, м	130	80	140	70	100
h, м	9	2,5	28	30	18
$a_o \cdot 10^3$, кПа$^{-1}$	0,11	0,12	0,18	0,09	0,16
μ_o	0,22	0,17	0,29	0,24	0,16

Продолжение табл. 68

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$2a$, м	15	12	8	22	17
q, кПа	120	90	60	200	150
h, м	15	6	8	11	34
$a_o \cdot 10^3$, кПа$^{-1}$	0,06	0,13	0,08	0,1	0,2
μ_o	0,21	0,19	0,27	0,23	0,18

2. Рассчитываем показатель бокового расширения грунта по формуле (101):

$$A = \frac{(1 - 0{,}22)^2}{1 - 2 \cdot 0{,}22} = 1{,}086.$$

3. Находим коэффициент формы площади и жесткости фундамента ω для средней осадки основания.

Поскольку толща сжимаемого грунта в основании резервуара ограничена подстилающими ее практически несжимаемыми скальными породами, то для выбора коэффициента $\omega_{ср}$ необходимо первоначально оценить толщину эквивалентного слоя грунта $h_э$ в предположении, что грунт основания однороден на неограниченную глубину, и проверить выполнение условия (102):

а) для гибкого фундамента круговой формы $\omega_{ср} = 0{,}85$;

б) толщину эквивалентного слоя определяем по формуле (98)

$$h_э = 1{,}086 \cdot 0{,}85 \cdot 18 = 16{,}62 \text{ м};$$

в) проверяем выполнение условия (102), учитывая, что толщина слоя сжимаемого грунта в основании $h = 9$ м, а удвоенная толщина эквивалентного слоя $2h_э = 2 \cdot 16{,}62 = 33{,}24$ м.

Поскольку условие $h > 2h_э$ не выполняется, применять коэффициент $\omega_{ср}$ нельзя и следует принять коэффициент $\omega_{ср.огр}$ для огра-

ниченной толщины сжимаемого грунта из табл. 64. Так как $h/2a = 9/18 = 0{,}5$, то для круговой формы загрузки $\omega_{ср.огр} = 0{,}38$.

4. Из условий задачи коэффициент относительной сжимаемости $a_0 = 0{,}11 \cdot 10^{-3}$ кПа$^{-1}$.

5. Вычисляем среднюю осадку гибкого днища круглого резервуара по формуле (104):

$$s_{ср} = 0{,}11 \cdot 10^{-3} \cdot 130 \cdot 1{,}086 \cdot 0{,}38 \cdot 18 = 0{,}106 \text{ м}.$$

13. РАСЧЕТ НЕСТАБИЛИЗИРОВАННЫХ ОСАДОК

Осадку слоя двухфазного (полностью водонасыщенного) грунта на момент времени τ в условиях отсутствия бокового расширения (одномерная задача) при водопроницаемых верхнем и нижнем ограничивающих слоях можно определить по формуле

$$s(\tau) = \frac{a_{уп}\, q\, h}{1 + \epsilon_{ср}} \left(1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5\ldots} \frac{1}{i^2} e^{-\frac{c i^2 \pi^2 \tau}{h^2}}\right), \qquad (105)$$

где h – толщина сжимаемого слоя грунта; $a_{уп}$ – коэффициент уплотнения грунта; $\epsilon_{ср}$ – средний коэффициент пористости; i – номер члена ряда; c – коэффициент консолидации двухфазного грунта,

$$c = \frac{k_z\,(1 + \epsilon_{ср})}{\gamma a_{уп}}; \qquad (106)$$

τ – время консолидации; k_z – коэффициент фильтрации грунта; γ – удельный вес воды.

Конечную или стабилизированную осадку слоя грунта $s_{кон}$ определяют из условия $\tau \to \infty$ по формуле

$$s_{кон} = a_{уп}\, q h / (1 + \epsilon_{ср}). \qquad (107)$$

Если только один из ограничивающих слоев водопроницаем, то

$$s(\tau) = \frac{a_{уп}\, q\, h_1}{1 + \epsilon_{ср}} \left(1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5\ldots} \frac{1}{i^2} e^{-\frac{c i^2 \pi^2 \tau}{4 h_1^2}}\right), \qquad (108)$$

где h_1 – толщина уплотняемого слоя грунта.

Осадка слоя трехфазного грунта

$$s(\tau) = \frac{a_{уп} q h}{1 + \epsilon_{ср}} \left(1 - \frac{8}{\pi^2 \omega} \sum_{i=1,3,5\ldots} \frac{1}{i^2} e^{-\frac{c_1 i^2 \pi^2 \tau}{h^2}}\right), \qquad (109)$$

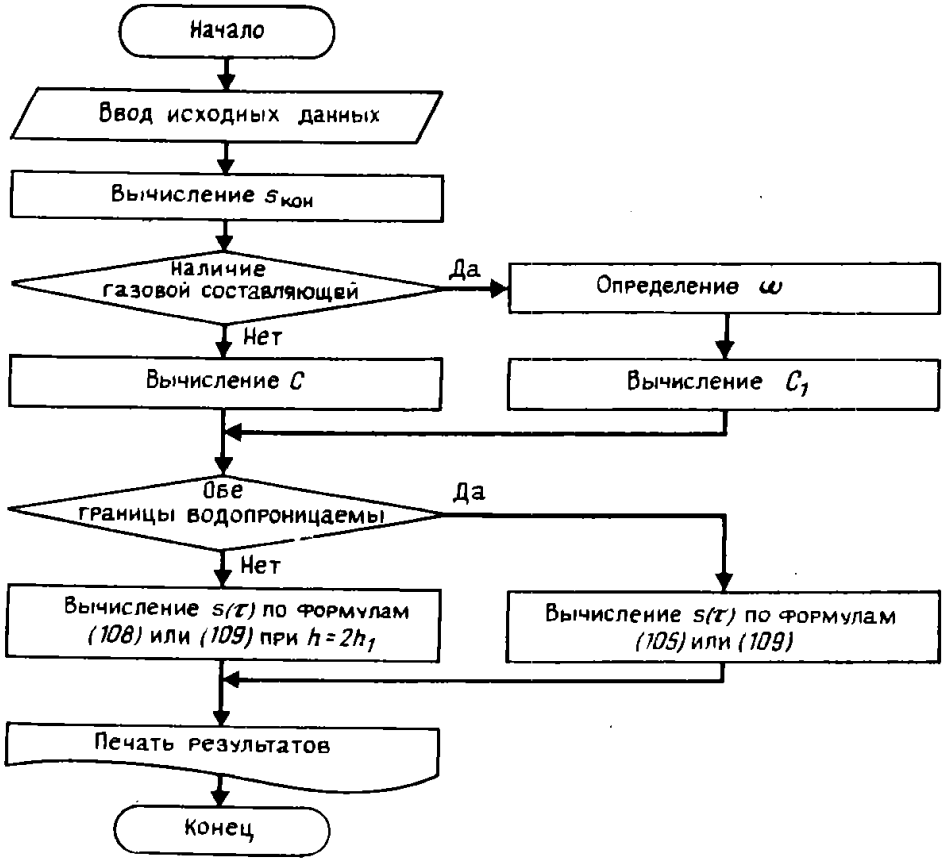


Рис. 47. Укрупненная блок-схема одномерной задачи расчета нестабилизированной осадки

где c_1 – коэффициент консолидации трехфазного грунта,

$$c_1 = \frac{k_z\ (1 + \epsilon_{ср})}{\gamma a_{уп}\ \omega}; \qquad (110)$$

ω – мгновенная сжимаемость трехфазного грунта

$$\omega = 1 + \frac{\beta(1 + \epsilon_{ср})}{a_{уп}}; \qquad (111)$$

$\beta = e_z/p$ – коэффициент объемной сжимаемости трехфазного грунта, устанавливаемый экспериментально; e_z – деформация образца грунта; p – давление, приложенное к образцу.

Алгоритм расчета нестабилизированной осадки слоя сжимаемого двух- или трехфазного грунта можно описать следующим образом.

1. Определяют средний коэффициент пористости $\epsilon_{ср}$ и коэффициент уплотнения $a_{уп}$ сжимаемого слоя грунта способами, изложенными в гл. 1.

2. Вычисляют конечную осадку сжимаемого слоя грунта $s_{кон}$ по формуле (107).

3. Рассчитывают коэффициент консолидации сжимаемого грунта c, значение которого зависит от наличия в грунте газовой составляющей. Для двухфазного (полностью водонасыщенного) грунта коэффициент консолидации c определяют по формуле (106). Для трехфазного грунта (содержащего газообразную составляющую) коэффициент консолидации c_1 определяют по формуле (110), рассчитав предварительно мгновенную сжимаемость трехфазного грунта ω по формуле (111).

4. Рассчитывают осадку слоя сжимаемого грунта на заданный момент времени $s(\tau)$. Расчет ведут в зависимости от водопроницаемости границ сжимаемого слоя и в соответствии с составом грунта:

если обе границы водопроницаемы, то по формуле (105) или (109):

если одна из границ слоя водонепроницаема, то по формуле (108) или (109) при $h = 2h_1$.

Для приближенных расчетов $s(\tau)$ достаточно ограничиться одним-двумя членами ряда в формулах (105), (108) и (109).

Укрупненная блок-схема одномерной задачи расчета нестабилизированной осадки сжимаемого слоя двух- или трехфазного грунта приведена на рис. 47.

Задача 55. Поверх слоя полностью водонасыщенного торфа отсыпана песчаная подушка, передающая на него равномерно распределенную нагрузку интенсивностью q. Торф подстилают плотные глины. Построить график нарастания осадки слоя торфа $s(\tau)$ и определить его конечное значение $s_{кон}$. Исходные данные по слою торфа: мощность слоя h, коэффициент уплотнения $a_{уп}$, начальный коэффициент пористости ϵ', коэффициент фильтрации k_z (табл. 69).

Решение. 1. Определяем средний коэффициент пористости $\epsilon_{ср}$ сжимаемого слоя торфа:

из исходных данных коэффициент уплотнения торфа $a_{уп} = 0{,}028\ кПа^{-1} = 0{,}28\ см^2/Н$;

конечный коэффициент пористости

$$\epsilon'' = \epsilon' - a_{уп}\, q = 4{,}85 - 0{,}028 \cdot 25 = 4{,}15;$$

средний коэффициент пористости

$$\epsilon_{ср} = (\epsilon' + \epsilon'')/2 = (4{,}85 + 4{,}15)/2 = 4{,}5.$$

2. Вычисляем конечную осадку $s_{кон}$ по формуле (107)

$$s_{кон} = \frac{0{,}028 \cdot 25 \cdot 370}{1 + 4{,}5} = 47{,}09\ см.$$

Таблица 69. **Исходные данные к задаче 55**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
q, кПа	25	44	30	83	37
h, м	3,7	2,2	1,4	3,1	4,6
$a_{уп}$, кПа$^{-1}$	0,028	0,033	0,030	0,026	0,035
ϵ'	4,85	5,8	4,10	6,05	5,2
k_z, см/сут	0,55	0,79	0,88	0,64	0,31

Продолжение табл. 69

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
q, кПа	70	51	69	42	55
h, м	6	4,3	2,5	5,8	3,0
$a_{уп}$, кПа$^{-1}$	0,029	0,031	0,034	0,032	0,03
ϵ'	6,65	4,45	5,5	6,35	4,7
k_z, см/сут	0,46	0,7	0,23	0,91	0,5

3. Рассчитываем коэффициент консолидации сжимаемого грунта c. Поскольку, по условиям задачи, торф полностью водонасыщен и не содержит газовой составляющей, c определяем по формуле (106) при $\gamma = 0{,}0098$ Н/см^3:

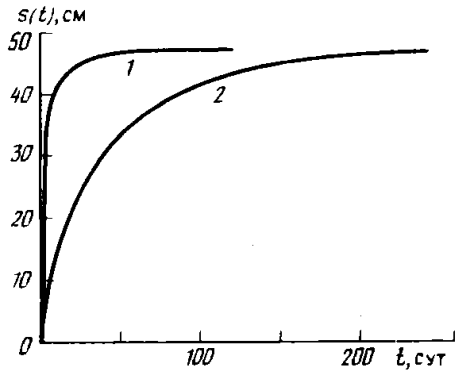
$$c = \frac{0{,}55\,(1 + 4{,}5)}{0{,}0098 \cdot 0{,}28} = 1102{,}4 \text{ см}^2/\text{сут}.$$

4. Рассчитываем осадку слоя сжимаемого грунта на заданный момент времени τ.

Для построения графика нарастания осадки слоя торфа (рис. 48) примем ряд значений времени консолидации τ в виде ряда: $\tau = 3^j$ (где $j = 0, 1, 2, 3, 4, 5$), что даст следующие значения $\tau = 1, 3, 9, 27, 81$ и 243 сут.

Поскольку слой торфа подстилается глинами, т.е. нижняя граница водонепроницаема, расчет осадок проводим по формуле (108), принимая в сумме ряда два члена.

Рис. 48. График нарастания осадки во времени:
1 – к задаче 55; *2* – к задаче 56



Для времени консолидации $\tau = 3$ сут

$$s(\tau = 3) = 47{,}09\left(1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{1}{1} \cdot e^{-\frac{1102{,}4 \cdot 1^2 \cdot \pi^2 \cdot 3}{4 \cdot 370^2}} - \right.$$

$$\left. - \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{1}{3^2} \cdot e^{-\frac{1102{,}4 \cdot 3^2 \cdot \pi^2 \cdot 3}{4 \cdot 370^2}}\right) = 8{,}49 \text{ см}.$$

Результаты расчетов осадок для остальных значений времени консолидации τ следующие:

τ, сут	1	3	9	27	81	243
$s(\tau)$, см	5,34	7,55	14,32	24,7	39,45	46,78

Задача 56. Используя условия задачи 55, построить график нарастания осадок слоя торфа при условии, что грунт трехфазный с коэффициентом объемной сжимаемости β, а подстилающий слой грунта обеспечивает свободный отток отжимаемой из пласта торфа воды:

Номер варианта	1	2	3	4	5
β, см^2/Н	0,1	0,08	0,13	0,09	0,11
Номер варианта	6	7	8	9	10
β, см^2/Н	0,12	0,08	0,1	0,12	0,11

Решение. 1–2. Расчеты по 1 и 2 полностью совпадают с расчетами, приведенными в задаче 55.

3. Рассчитываем коэффициент консолидации трехфазного грунта:

определяем мгновенную сжимаемость трехфазного грунта по формуле (111)

$$\omega = 1 + \frac{0{,}1\,(1 + 4{,}5)}{0{,}28} = 2{,}96;$$

вычисляем коэффициент консолидации по формуле (110) при $\gamma = 0{,}0098$ Н/см^3

$$c_1 = \frac{0{,}55\,(1+4{,}5)}{0{,}0098 \cdot 0{,}28 \cdot 2{,}96} = 373{,}5 \text{ см}^2/\text{сут}.$$

4. Рассчитаем осадку слоя сжимаемого грунта на заданный момент времени τ. Для построения графика нарастания осадки слоя торфа (см. рис. 48) примем те же значения τ, что и в задаче 55: τ = 1, 3, 9, 27, 81 и 243 сут. Так как нижняя граница слоя водопроницаема, расчет значений осадки $s(\tau)$ ведем по формуле (109), принимая в сумме ряда два члена.

Для времени консолидации $\tau = 3$ сут

$$s(\tau = 3) = 47{,}09 \left(1 - \frac{8}{\pi^2 \cdot 2{,}96} \cdot \frac{1}{1^2} e^{-\frac{373{,}5 \cdot 1^2 \cdot \pi^2 \cdot 3}{370^2}} - \right.$$

$$\left. - \frac{8}{\pi^2 \cdot 2{,}96} \cdot \frac{1}{3^2} e^{-\frac{373{,}5 \cdot 3^2 \cdot \pi^2 \cdot 3}{370^2}} \right) = 36{,}8 \text{ см}.$$

Результаты расчета осадок для остальных значений τ следующие:

τ, сут	1	3	9	27	81	243
$s(\tau)$, см	34,5	36,8	40,84	45,62	47,07	47,09

Задача 57. Используя условия задачи 55, определить время τ, в течение которого произойдет 95 % полной консолидации слоя.

Решение. Для решения задачи воспользуемся зависимостью (108), приняв в сумме ряда один член и записав ее в следующей форме:

$$s(\tau) = s_{\text{кон}} \left(1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-\frac{c\pi^2 \tau}{4h_1^2}}\right).$$

Переписав условие задачи в виде $s(\tau) = 0{,}95\, s_{\text{кон}}$, можно составить уравнение

$$1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{c\pi^2 \tau_{0,95}}{4h_1^2}} = 0{,}95$$

или

$$e^{-\frac{c\pi^2 \tau_{0,95}}{4h_1^2}} = 0{,}05 \frac{\pi^2}{8}.$$

Отсюда получаем уравнение для определения τ:

$$\frac{c\pi^2 \tau}{4h_1^2} = \ln \frac{8}{0{,}05\ \pi^2}$$

или

$$\tau_{0,95} = \frac{4h_1^2}{c\pi^2} \ln \frac{8}{0{,}05\ \pi^2}.$$

Подставив в полученное уравнение исходные данные и вычисленный в задаче 55 коэффициент консолидации слоя торфа $c = 1102{,}4$ см^2/сут, получим искомое время 95 %-ной консолидации:

$$\tau_{0,95} = \frac{4 \cdot 370^2}{1102{,}4 \cdot \pi^2} \ln \frac{160}{\pi^2} \approx 140 \text{ сут}.$$

ГЛАВА 5

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ И СООРУЖЕНИЙ

14. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ПО КРУГЛОЦИЛИНДРИЧЕСКИМ ПОВЕРХНОСТЯМ СКОЛЬЖЕНИЯ

Расчет общей устойчивости по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения сводится к отысканию такой круглоцилиндрической поверхности скольжения, для которой коэффициент запаса устойчивости k_y будет минимальным.

Вычисление коэффициента запаса устойчивости k_y для любой из возможных круглоцилиндрических поверхностей скольжения состоит в определении отношения момента сил, удерживающих массив грунта в состоянии покоя, $M_{уд}$ к моменту сдвигающих сил $M_{сд}$:

$$k_y = M_{уд}/M_{сд}. \qquad (112)$$

Общий алгоритм расчета устойчивости грунтовых массивов и сооружений методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения (рис. 49) можно описать следующим образом.

1. Выбирают систему координат xOy и задают в ней координаты наиболее вероятного центра круглоцилиндрической поверхности скольжения $O_I\ (x_I, y_I)$ и ее радиус R_I.

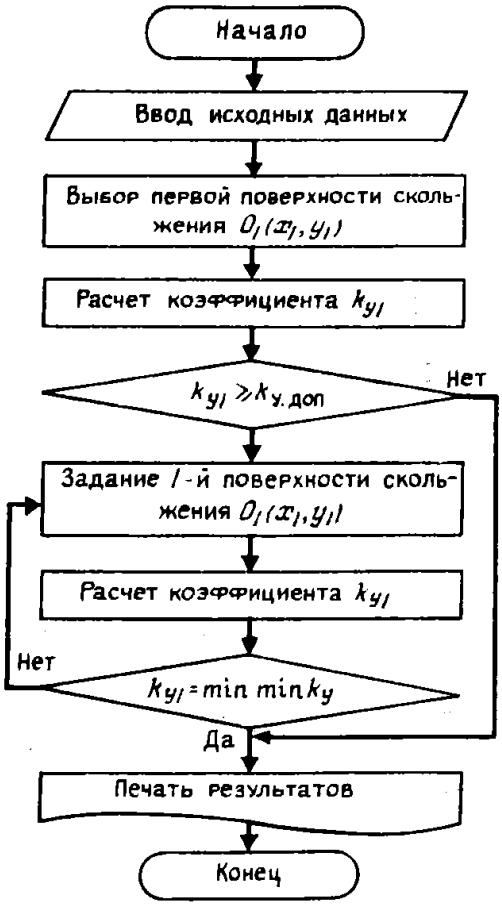


Рис. 49. Блок-схема алгоритма расчета устойчивости грунтовых массивов и сооружений методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

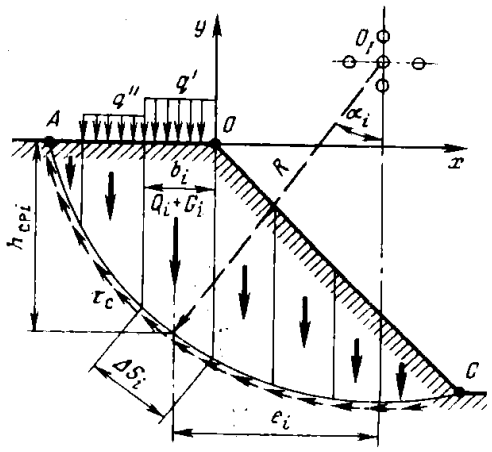


Рис. 50. Схема к расчету устойчивости грунтовых массивов и сооружений методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

2. Рассчитывают коэффициент устойчивости k_{yI} для заданной поверхности.

3. Сравнивают значения k_{yI} с минимально допустимым значением $k_{y.доп}$. Если $k_{yI} \geqslant k_{y.доп}$, то переходят к п. 4. Если $k_{yI} < k_{y.доп}$, то решение задачи прекращают.

4. Смещают центр O_I в новое положение, задавая другие значения координат x_I и y_I, определяют радиус R_I новой поверхности скольжения и повторяют вычисления по п. 2.

Как правило, сначала изменяют одну из координат, находя ее значение, соответствующее минимальному значению $\min k_y$. После этого переходят к изменению другой координаты, повторяя расчеты до определения минимального значения $\min k_y$, которое обычно и принимают за искомое значение коэффициента устойчивости $\min \min k_y$.

Алгоритм расчета коэффициента устойчивости по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения описывают следующим образом.

1. Разбивают массив грунта в пределах заданной поверхности скольжения на ряд вертикальных полос шириной b_i (рис. 50). Ширину вертикальных полос b_i можно принимать произвольно, но разбивку желательно проводить таким образом, чтобы в пределах каждой полосы условия, входящие в расчетные зависимости (внешняя нагрузка q', q'', характеристика сопротивления грунта сдвигу в зоне скольжения), были одинаковы.

Задачу можно решать как графическим, так и аналитическим путем. При графическом решении вычерчивают в масштабе сектор скольжения, разбивают его на полосы, а необходимые размеры и углы берут из полученного чертежа. При аналитическом решении необходимые размеры каждой полосы и углы рассчитывают по простым формулам. Предпочтение следует отдавать аналитическому решению, так как оно дает более точные результаты и более пригодно для автоматизированного решения на ЭВМ.

2. Рассчитывают плечо сдвигающих сил e_i относительно центра поверхности скольжения O_I. С достаточной степенью точности можно принимать, что для полос, близких по форме к трапеции, центр тяжести находится посредине ширины полосы; для крайних полос, близких по форме к треугольнику, центр тяжести можно принимать на расстоянии $1/3\,b_i$ от вертикальной стороны.

3. Определяют вес каждой полосы O_i и часть внешней нагрузки, приходящуюся на данную полосу G_i:

определяют площадь S_i каждой полосы графически или по приближенным формулам, рассматривая расчетные полосы как треугольные или трапецеидальные; в этом случае

$$S_i = h_{\text{ср}i}\, b_i, \tag{113}$$

где $h_{\text{ср}i}$ — длина средней линии треугольника или трапеции.

Когда в пределах полосы встречается несколько грунтов с разным удельным весом, определяются площади $S_{\text{гр}1}$, $S_{\text{гр}2}$, ..., $S_{\text{гр}k}$, приходящиеся на каждый вид грунта, причем

$$S_i = S_{\text{гр}1} + S_{\text{гр}2} + \ldots + S_{\text{гр}k}; \tag{114}$$

определяют вес каждой полосы Q_i, принимая толщину полос равной 1 м, по формуле

$$Q_i = \sum_{i=1}^{k} S_{\text{гр}i}\, \gamma_{\text{гр}i}\, 1\text{ м}; \tag{115}$$

определяют часть внешней нагрузки G_i, приходящуюся на каждую полосу:

в случае равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q_i, действующей в пределах всей ширины полосы,

$$G_i = q_i b_i , \tag{116}$$

для совместного действия равномерно распределенной нагрузки q_i и сосредоточенной силы P

$$G_i = q_i b_i + P \tag{117}$$

и т.д.

4. Определяют суммарный сдвигающий момент $M_{сд}$:

рассчитывают момент сдвигающей силы, создаваемый каждой полосой i:

$$M_{сдi} = (Q_i + G_i)\, e_i ; \tag{118}$$

рассчитывают моменты сдвигающих сил E, действующих в горизонтальном направлении, если таковые имеются, и их плечо e_{E_i} относительно центра вращения O_I (x_I, y_I);

определяют с учетом знака суммарный сдвигающий момент по формуле

$$M_{сд} = \sum_{i=1}^{N} (Q_i + G_i)\, e_i + \sum_{i=1}^{N} E_i e_{E_i} . \tag{119}$$

За положительное направление вращения принимают то, которое совпадает с вероятным движением откоса при потере устойчивости.

5. Определяют суммарный удерживающий момент $M_{уд}$:

находят для каждой полосы угол α_i по формуле

$$\alpha_i = \arcsin \frac{e_i}{R} ; \tag{120}$$

рассчитывают длину площадок скольжения ΔS_i в пределах каждой полосы по приближенной формуле

$$\Delta S_i = b_i \frac{1}{\cos \alpha_i} ; \tag{121}$$

находят максимальный удерживающий момент каждой полосы по формуле

$$M_{удi} = R\, [(Q_i + G_i)\, \operatorname{tg} \Phi_i \cos \alpha_i + c_i \Delta S_i] ; \tag{122}$$

определяют суммарный удерживающий момент по выражению

$$M_{уд} = \sum_{i=1}^{N} M_{удi} = R\, [\sum_{i=1}^{N} (Q_i + G_i)\, \operatorname{tg} \Phi_i \cos \alpha_i + \sum_{i=1}^{N} c_i \Delta S_i] . \tag{123}$$

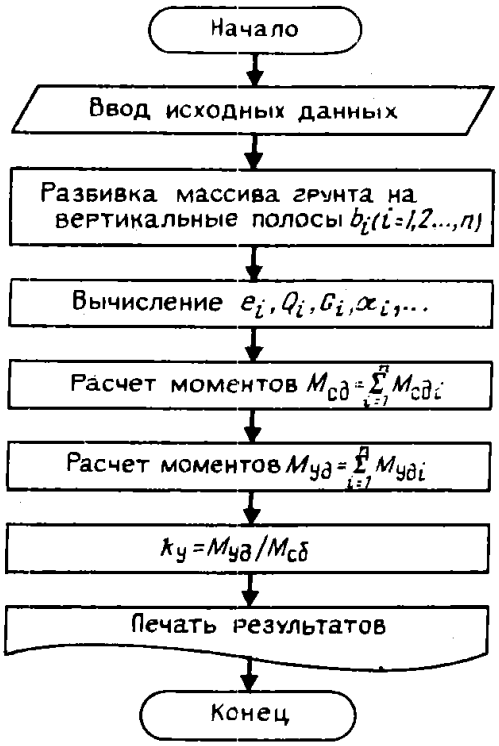
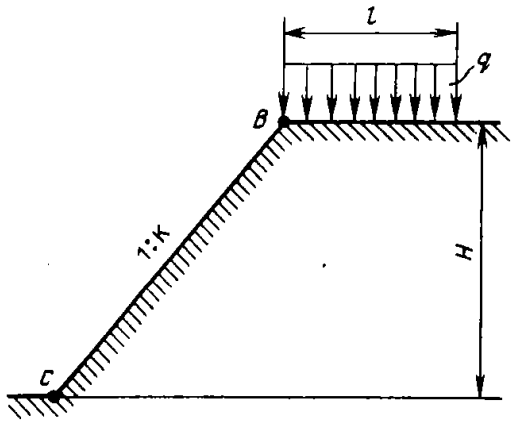


Рис. 51. Блок-схема алгоритма расчета коэффициента запаса устойчивости k_y для заданной круглоцилиндрической поверхности

Рис. 52. Расчетная схема к задаче 58



Если в пределах выбранной поверхности скольжения грунт однороден, то формулу (123) можно записать в следующем виде:

$$M_{уд} = R\,[\operatorname{tg}\Phi \sum_{i=1}^{N} (Q_i + G_i)\cos\alpha_i + cL_{AC}], \qquad (124)$$

где L_{AC} – длина дуги скольжения (см. рис. 50),

$$L_{AC} = R \sphericalangle AO_1C. \qquad (125)$$

6. Определяют коэффициент устойчивости k_{yI} для заданной поверхности скольжения по формуле (112).

Блок-схема алгоритма приведена на рис. 51.

Задача 58. Определить устойчивость откоса котлована, устраиваемого в однородном глинистом грунте. Верхняя горизонтальная поверхность от бровки откоса (точка B) на ширину l загружена равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q (рис. 52). Исходные данные по грунту: удельный вес в естественном состоянии $\gamma_{ест}$, угол внутреннего трения φ, сцепление c. Исходные данные по откосу: высота H, заложение откоса $1:K$ (табл. 70).

Решение. Решение задачи состоит в отыскании наименьшего коэффициента запаса устойчивости откоса путем расчета коэффициен-

Таблица 70. **Исходные данные к задаче 58**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
l, м	5	3,5	4,5	7	2,5
q, кПа	22	13	15	24	17
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	20	19,8	19,6	20,3	20,1
φ, градус	26	14	8	22	17
c, кПа	44	21	53	20	65
H, м	9	8	14	10	13
$1 : K$	1:1	1:1,5	1:2	1:1	1:1,5

Продолжение табл. 70

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
l, м	3	5,5	4	6,5	6
q, кПа	8	11	30	27	19
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	20,2	19,7	19,5	20	19,9
φ, градус	34	30	10	12	27
c, кПа	33	14	35	51	25
H, м	9	12	11	15	10
$1 : K$	1:2	1:2,5	1:1	1:1,5	1:2,5

та запаса по ряду возможных круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

I. Задаем первую поверхность скольжения (рис. 53):

помещаем начало системы координат xOy в точку B;

задаем в системе координат xOy центр первой из исследуемых поверхностей скольжения O_I с координатами $x_I = 4{,}5$ м; $y_I = 3$ м;

поверхность скольжения выбираем таким образом, чтобы она проходила через основание откоса – точку C.

В принятой системе координат координаты крайней точки C поверхности скольжения можно определить следующим образом:

$$x_C = KH = 1 \cdot 9 = 9 \text{ м};$$

$$y_C = -H = -9 \text{ м},$$

что дает возможность рассчитать радиус поверхности скольжения по формуле

$$R = \sqrt{(y_I - y_C)^2 + (x_I - x_C)^2} = \sqrt{(3+9)^2 + (4{,}5-9)^2} =$$

$$= 12{,}82 \text{ м};$$

определяем координаты крайней точки A по формуле

$$x_A = x_I - \sqrt{R^2 - y_I^2} = 4{,}5 - \sqrt{12{,}82^2 - 3^2} = -7{,}96 \text{ м};$$

$$y_A = 0.$$

II. Рассчитываем коэффициент устойчивости k_y по заданной круглоцилиндрической поверхности скольжения.

1. Разбиваем массив грунта в пределах заданной поверхности на ряд вертикальных полос. Поскольку откос сложен однородным грунтом, при разбивке массива на полосы учитываем только границу распределенной нагрузки q и положение центра вращения O_I. Разбиваем сектор скольжения на семь полос, граничные вертикали которых пройдут через точки с абсциссами: $x_1 = x_C = 9$ м; $x_2 = 6{,}75$ м; $x_3 = 4{,}5$ м; $x_4 = 2{,}25$ м; $x_5 = 0$ м; $x_6 = -2{,}5$ м; $x_7 = -l = -5$ м; $x_8 = x_A = -7{,}96$ м, имеющие ширину b_i соответственно $b_1 = b_2 = b_3 = b_4 = 2{,}25$ м; $b_5 = b_6 = 2{,}5$ м; $b_7 = 2{,}96$ м.

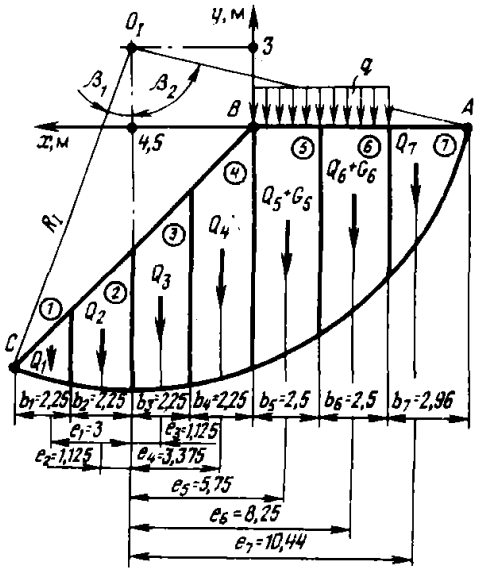


Рис. 53. Схема к расчету k_y по поверхности I

2. Рассчитываем плечо сдвигающих сил e_i относительно центра вращения O_I:

для крайних полос, близких по форме к треугольнику,

$$e_1 = x_2 + b_1/3 - x_I = 6{,}75 + 2{,}25/3 - 4{,}5 = 3 \text{ м};$$

$$e_7 = |x_7| + b_7/3 + x_I = 5 + 2{,}96/3 + 4{,}5 = 10{,}49 \text{ м};$$

для срединных полос, близких по форме к трапеции,

$$e_2 = |x_2 - 0{,}5 b_2 - x_I| = |6{,}75 - 0{,}5 \cdot 2{,}25 - 4{,}5| = 1{,}125 \text{ м};$$

$$e_3 = 1{,}125 \text{ м}; \quad e_4 = 3{,}375 \text{ м}; \quad e_5 = 5{,}75 \text{ м}; \quad e_6 = 8{,}25 \text{ м}.$$

3. Определяем вес каждой полосы Q_i и часть внешней нагрузки, приходящейся на данную полосу, G_i:

находим площадь полос S_i по формуле (113):

а) определяем средние линии h_{cpi} треугольных и трапецеидальных полос:

для полос *1*, *2*, *3* и *4*, расположенных слева от точки B $(x > 0)$, h_{cpi} находим по формуле

$$h_{ср1} = \sqrt{R^2 - e_1^2} - y_I - \frac{1}{K}\frac{x_1 - x_2}{2} =$$

$$= \sqrt{12{,}82^2 - 3^2} - 3 - \frac{1}{1}\cdot\frac{9 + 6{,}75}{2} = 1{,}589 \text{ м};$$

для полос *4*, *5*, *6*, расположенных справа от точки B (при $x < 0$), $h_{ср\,i}$ определяем по формуле

$$h_{ср5} = \sqrt{R^2 - e_5^2} - y_I = \sqrt{12{,}82^2 - 5{,}75^2} - 3 = 8{,}458 \text{ м};$$

б) площадь полос S_i определяем по формуле (113):

$$S_1 = 1{,}589 \cdot 2{,}25 = 3{,}575 \text{ м}^2;$$

$$S_2 = 4{,}146 \cdot 2{,}25 = 9{,}329 \text{ м}^2$$

и так далее для каждой из полос;

определяем вес каждой полосы Q_i, принимая толщину полос равной 1 м. Поскольку по условию задачи грунт в пределах откоса однороден, то

$$Q_1 = S_1 \gamma 1 = 3{,}575 \cdot 20 \cdot 1 = 71{,}5 \text{ кН}; \quad Q_2 = 186{,}58 \text{ кН};$$

$$Q_3 = 287{,}82 \text{ кН}; \quad Q_4 = 370{,}94 \text{ кН}; Q_5 = 422{,}90 \text{ кН};$$

$$Q_6 = 340{,}66 \text{ кН}; \quad Q_7 = 262{,}86 \text{ кН};$$

находим часть внешней нагрузки G_i, приходящуюся на каждую полосу. Внешняя равномерно распределенная нагрузка q действует только на полосы *5* и *6*, поэтому составляющую нагрузки G_i определяем только для этих полос по формуле (116):

$$G_5 = 22 \cdot 2{,}5 = 55 \text{ кН};$$

$$G_6 = G_5.$$

4. Определяем суммарный сдвигающий момент $M_{сд}$:

рассчитываем моменты сдвигающих сил $M_{сд\,i}$, создаваемые каждой полосой, по формуле (118) с учетом знака:

для полосы *1*

$$M_{сд1} = -(71{,}5 + 0) \cdot 3 = -214{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

для полосы *6*

$$M_{сд6} = (340{,}66 + 55) \cdot 8{,}25 = 3264{,}2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вычисленные для остальных полос значения $M_{сд\,i}$ приведены в табл. 71;

Таблица 71. **Результаты вычислений сдвигающих моментов $M_{сдi}$ по полосам**

Параметры	Номер полосы i						
	1	2	3	4	5	6	7
Абсциссы вертикалей, м:							
левой x_i, м	9	6,75	4,5	2,25	0	−2,5	−5
правой x_{i+1}, м	6,75	4,5	2,25	0	−2,5	−5	−7,96
Ширина полосы b_i, м	2,25	2,25	2,25	2,25	2,5	2,5	2,96
Средняя высота $h_{ср\ i}$, м	1,589	4,146	6,396	8,243	8,458	6,813	4,44
Площадь полосы S_i, м^2	3,58	9,33	14,39	18,55	21,15	17,03	13,14
Вес грунта Q_i, кН	71,5	186,6	287,8	370,9	422,9	340,7	262,9
Внешняя нагрузка G_i, кН	0	0	0	0	55	55	0
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	71,5	186,6	287,8	370,9	477,9	395,7	262,9
Плечо e_i, м	3	1,125	1,125	3,375	5,75	8,25	10,44
Момент $M_{сдi}$, кН·м	−214	−210	324	1252	2748	3264	2744

рассчитываем суммарный сдвигающий момент $M_{сд}$ как сумму моментов $M_{сдi}$:

$$M_{сд} = \sum_{i=1}^{7} M_{сдi} = -215 - 210 + 324 + 1252 + 2748 + 3264 +$$

$$+ 2744 = 9907 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

5. Определяем суммарный удерживающий момент $M_{уд}$.

Поскольку грунт в пределах заданной поверхности скольжения однороден, для определения моментов удерживающих сил воспользуемся формулой (124), позволяющей сократить объем выполняемых расчетов, записав ее в более удобном виде (табл. 72):

$$M_{уд} = \sum_{i=1}^{N} M_{удi} = cL_{AC}R + R \operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^{N} (Q_i + G_i) \cos \alpha_i ; \qquad (126)$$

вычисляем углы β_1 и β_2 по соотношениям

$$\operatorname{tg} \beta_1 = \frac{x_C - x_I}{y_I - y_C} = \frac{9 - 4,5}{3 + 9} = 0,375; \ \beta_1 = 0,359 \text{ рад} = 20,56°;$$

$$\operatorname{tg} \beta_2 = \frac{x_I - x_A}{y_I - y_A} = \frac{4,5 + 7,96}{3 - 0} = 4,15; \ \beta_2 = 1,334 \text{ рад} = 76,46°$$

Таблица 72. **Промежуточные результаты вычислений $M_{уд}$**

Параметры	Номер полосы i						
	1	2	3	4	5	6	7
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	71,5	186,6	287,8	370,9	422,9	340,7	262,9
Угол α_i, рад	0,236	0,088	0,088	0,266	0,465	0,699	0,952
cos α_i	0,972	0,996	0,996	0,965	0,894	0,765	0,580
$(Q_i + G_i)$ tg φ + + cos $\alpha_i R$, кН · м	435	1162	1794	2239	2672	1895	954

и центральный угол поверхности скольжения

$$\sphericalangle AO_1C = \beta_1 + \beta_2 = 1{,}693 \text{ рад} = 97{,}02°;$$

рассчитываем длину дуги скольжения L_{AC} по формуле (125):

$$L_{AC} = 12{,}82 \cdot 1{,}693 = 21{,}704 \text{ м};$$

определяем углы α_i по формуле (120):

$$\alpha_1 = \arcsin \frac{3}{12{,}82} = 0{,}236 \text{ рад};$$

$$\alpha_2 = 0{,}088 \text{ рад}; \quad \alpha_3 = 0{,}088 \text{ рад}; \quad \alpha_4 = 0{,}266 \text{ рад};$$

$$\alpha_5 = 0{,}465 \text{ рад}; \quad \alpha_6 = 0{,}699 \text{ рад}; \quad \alpha_7 = 0{,}952 \text{ рад};$$

вычисляем первое слагаемое в формуле (126) для всей поверхности скольжения

$$cL_{AC}R = 44 \cdot 21{,}704 \cdot 12{,}82 = 12\,243 \text{ кН};$$

вычисляем второе слагаемое в формуле (126) для каждой расчетной полосы:

для полосы *1*

$$(Q_i + G_i) \text{ tg } \varphi \cos \alpha_i R = (71{,}5 + 0) \text{ tg } 26° \cos 0{,}236 \cdot 12{,}82 =$$

$$= 434{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

вычисляем суммарный удерживающий момент $M_{уд}$ по формуле (126):

$$M_{уд} = 12\,243 + 435 + 1162 + 1794 + 2239 + 2672 + 1895 +$$

$$+ 954 = 23\,394 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

6. Определяем коэффициент устойчивости откоса по первой поверхности скольжения $(O_{\text{I}}, R_{\text{I}})$:

$$k_{y\,\text{I}} = M_{\text{уд}}/M_{\text{сд}} = 23\,394/9\,908 = 2{,}36.$$

III. Отыскиваем наименьший коэффициент устойчивости откоса по горизонтали, проходящей через центр первой поверхности скольжения O_{I}. Для этого намечаем новые круглоцилиндрические поверхности скольжения, перемещая центр вращения вправо или влево до определения $\min k_y$.

Для начала поместим центр новой поверхности скольжения в точку, лежащую левее центра первой исследованной поверхности скольжения O_{I} на 1,5 м и имеющую координаты: $x_{\text{II}} = 6$ м; $y_{\text{II}} = 3$ м, и исследуем поверхность скольжения, проходящую, как и в первом случае, через основание откоса – точку C (рис. 54).

Вычисления проводим в том же порядке, который описан выше:

радиус поверхности скольжения $R_{\text{II}} = 12{,}37$ м;

координаты крайних точек поверхности скольжения: $x_C = 9$ м; $x_A = -6{,}05$ м; $y_C = -9$ м; $y_A = 0$ м;

центральный угол поверхности скольжения $\sphericalangle AO_{\text{II}}C = \beta_1 + \beta_2 = 1{,}571$ рад $= 90°$;

длина дуги скольжения $L_{AC} = 19{,}43$ м;

суммарный сдвигающий момент $M_{\text{сд}} = \sum_{i=1}^{6} M_{\text{сд}i} = 8329$ кН · м;

суммарный удерживающий момент $M_{\text{уд}} = \sum_{i=1}^{6} M_{\text{уд}i} = 18\,402$ кН · м;

коэффициент запаса устойчивости $k_{y\,\text{II}} = M_{\text{уд}}/M_{\text{сд}} = 18\,402/8329 = 2{,}21$.

Основные промежуточные результаты разбивки массива скольжения на полосы и расчета приведены в табл. 73.

IV. Сравнение коэффициентов запаса устойчивости по первой ($k_{y\,\text{I}} = 2{,}28$) и второй ($k_{y\,\text{II}} = 2{,}21$) поверхностям скольжения показывает, что коэффициент запаса уменьшается влево по горизонтали от центра вращения O_{I}, и следовательно, нужно исследовать значения k_y, переместив центр вращения для новой поверхности скольжения в этом же направлении (рис. 55):

помещаем центр третьей исследуемой поверхности скольжения O_{III} еще на 1 м влево в точку с координатами $x_{\text{III}} = 7$ м; $y_{\text{III}} = 3$ м;

радиус поверхности скольжения $R_{\text{III}} = 12{,}17$ м;

координаты крайних точек поверхности скольжения: $x_C = 9$ м; $x_A = -4{,}8$ м; $y_C = -9$ м; $y_A = 0$ м;

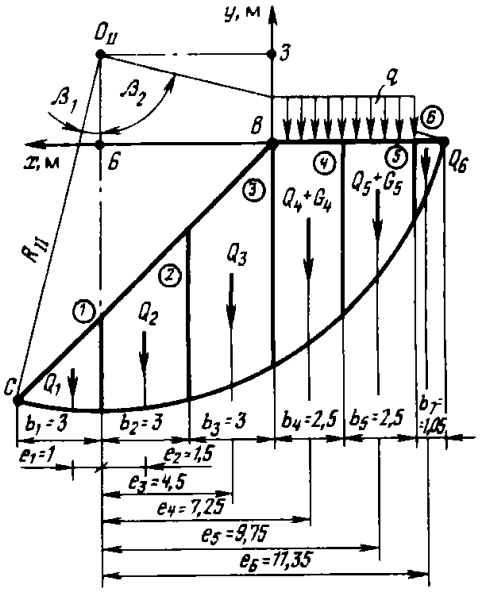


Рис. 54. Схема к расчету k_y по поверхности II

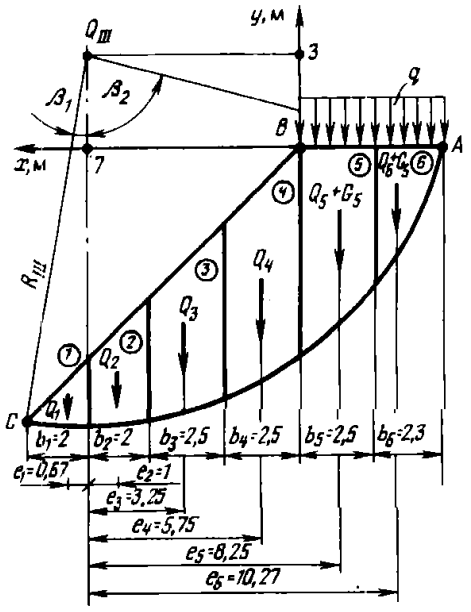


Рис. 55. Схема к расчету k_y по поверхности III

центральный угол поверхности скольжения

$\sphericalangle AO_{III}C = \beta_1 + \beta_2 = 1{,}4835$ рад $= 85°$;

длина дуги скольжения $L_{AC} = 18{,}05$ м;

суммарный удерживающий момент $M_{уд} = \sum_{i=1}^{6} M_{уд\,i} = 15\,939$ кН·м;

суммарный сдвигающий момент $M_{сд} = \sum_{i=1}^{6} M_{сд\,i} = 7493$ кН·м;

коэффициент запаса устойчивости по третьей поверхности скольжения $k_{y\,III} = M_{уд}/M_{сд} = 15\,939/7493 = 2{,}13$.

Данные расчета по полосам сведены в табл. 74.

V. Как видно из расчетов, $k_{y\,III} < k_{y\,II} < k_{y\,I}$, т.е. коэффициент запаса устойчивости при перемещении центра поверхности скольжения влево по горизонтали продолжает уменьшаться, и поэтому центр четвертой исследуемой поверхности скольжения поместим еще левее (рис. 56):

координаты центра вращения O_{IV} : $x_{IV} = 9$ м; $y_{IV} = 3$ м;

радиус четвертой поверхности скольжения $R_{IV} = 12$ м;

координаты крайних точек поверхности скольжения: $x_C = 9$ м; $x_A = -6{,}05$ м; $y_C = -9$ м; $y_A = 0$ м;

центральный угол поверхности скольжения $\sphericalangle AO_{IV}C = \beta_1 + \beta_2 =$ $= 1{,}3177$ рад $= 75{,}5°$;

Таблица 73. **Промежуточные результаты вычислений по поверхности II**

Параметры	Номер полосы i					
	1	2	3	4	5	6
Абсциссы вертикалей, м:						
левой x_i	9	6	3	0	−2,5	−5
правой x_{i+1}	6	3	0	−2,5	−5	−6,05
Ширина полосы b_i, м	3	3	3	2,5	2,5	1,05
Вес грунта Q_i, кН	108	282	417	352	232	33,6
Внешняя нагрузка G_i, кН	–	–	–	55	55	–
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	108	282	417	407	287	33,6
Плечо e_i, м	1	1,5	4,5	7,25	9,75	11,35
Момент $M_{сдi}$, кН·м	−108	423	1876	2954	2803	381
Угол α_i, рад	0,081	0,122	0,372	0,626	0,908	1,162
$\cos \alpha_i$	0,9967	0,9926	0,9316	0,8102	0,6154	0,3976
$(Q_i + G_i) \operatorname{tg} \varphi$ x	650	1690	2345	1993	1068	81
x $\cos \alpha_i R$, кН · м						

Таблица 74. **Промежуточные результаты вычислений по поверхности III**

Параметры	Номер полосы i					
	1	2	3	4	5	6
Абсциссы вертикалей, м:						
левой x_i	9	7	5	2,5	0	−2,5
правой x_{i+1}	7	5	2,5	0	−2,5	−4,8
Ширина полосы b_i, м	2	2	2,5	2,5	2,5	2,3
Вес грунта Q_i, кН	46	126	249	325	300	124
Внешняя нагрузка G_i, кН	–	–	–	–	55	51
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	46	126	249	325	355	175
Плечо e_i, м	0,67	1	3,25	5,75	8,25	10,27
Момент $M_{сдi}$, кН · м	−31	126	808	1869	2929	1793
Угол α_i, рад	0,055	0,082	0,2671	0,492	0,745	1,005
$\cos \alpha_i$	0,9985	0,9966	0,9646	0,8813	0,7352	0,5365
$(Q_i + G_i) \operatorname{tg} \varphi$ x	273	746	1424	1701	1550	556
x $\cos \alpha_i R$, кН · м						

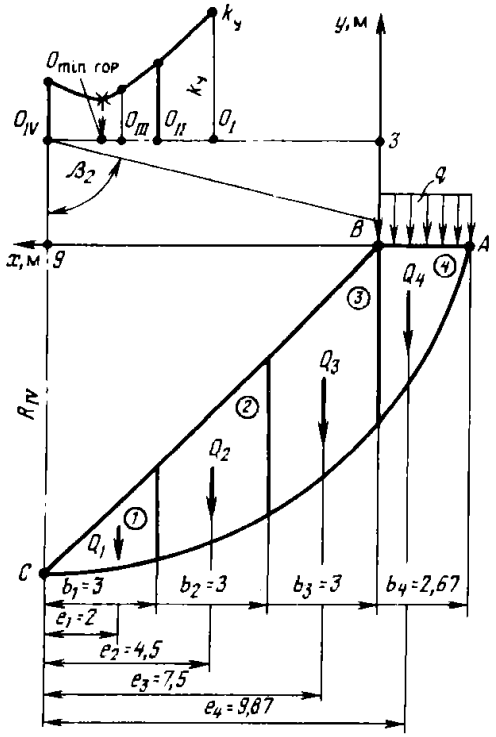


Рис. 56. Схема к расчету k_y по поверхности IV

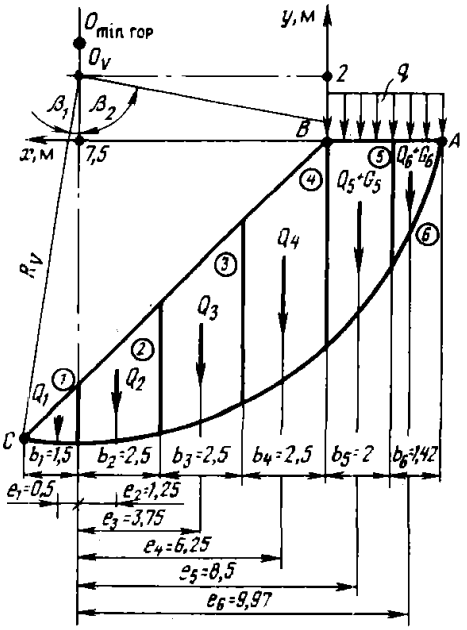


Рис. 57. Схема к расчету k_y по поверхности V

Таблица 75. **Промежуточные результаты вычислений по поверхности IV**

Параметры	Номер полосы i			
	1	2	3	4
Абсциссы вертикалей, м:				
левой x_i	9	6	3	0
правой x_{i+1}	6	3	0	−2,67
Ширина полосы b_i, м	3	3	3	2,67
Вес грунта Q_i, кН	86	218	294	171
Внешняя нагрузка G_i, кН	–	–	–	59
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	86	218	294	230
Плечо e_i, м	2	4,5	7,5	9,87
Момент $M_{сдi}$, кН · м	172	983	2205	2266
Угол α_i, рад	0,167	0,384	0,675	0,966
$\cos \alpha_i$	0,986	0,927	0,780	0,569
$(Q_i + G_i) \operatorname{tg} \varphi \cos \alpha_i R$, кН · м	495	1186	1344	765

длина дуги скольжения $L_{AC} = 15{,}81$ м;

суммарный сдвигающий момент $M_{сд} = \sum_{i=1}^{4} M_{сд\,i} = 5626$ кН · м;

суммарный удерживающий момент $M_{уд} = \sum_{i=1}^{4} M_{уд\,i} = 12\,141$ кН·м;

коэффициент запаса устойчивости откоса по четвертой поверхности скольжения $k_{y\,IV} = M_{уд}/M_{сд} = 12\,141/5626 = 2{,}16$.

Промежуточные результаты расчета по поверхности IV скольжения приведены в табл. 75.

Как видно из сравнения результатов расчета k_y по первым четырем избранным поверхностям скольжения, коэффициент запаса устойчивости откоса по горизонтали стал увеличиваться. Из графика изменения k_y (см. рис. 56) видно, что по горизонтали ($y = 3$ м) минимальное значение $\min k_{y.гор} \approx 2{,}11$ и координаты центра поверхности вращения $O_{min\,гор}$: $x_{min\,гор} \approx 7{,}5$ м, $y_{min\,гор} = 3$ м.

VI. После определения положения центра поверхности скольжения $O_{min\,гор}$ с минимальным значением коэффициента запаса по горизонтали ($y = 3$ м) переходим к нахождению положения центра поверхности скольжения с минимальным значением коэффициента запаса по вертикали $\min k_{y.верт}$, для чего исследуем поверхности скольжения, центры которых расположены на вертикали, проходящей через центр $O_{min\,гор}$ (рис. 57):

переместим центр вращения для пятой поверхности скольжения вниз по вертикали в точку O_V с координатами: $x_V = 7{,}5$ м; $y_V = 2$ м;

радиус пятой поверхности скольжения $R_V = 11{,}1$ м;

координаты крайних точек поверхности скольжения:

$x_C = 9$ м; $x_A = -3{,}42$ м; $y_C = -9$ м; $y_A = 0$ м;

центральный угол поверхности скольжения $\angle AO_VC = 1{,}5184$ рад = $= 87°$;

длина дуги поверхности скольжения $L_{AC} = 16{,}85$ м (табл. 76);

суммарный сдвигающий момент $M_{сд} = \sum_{i=1}^{6} M_{сд\,i} = 6016$ кН · м;

суммарный удерживающий момент $M_{уд} = \sum_{i=1}^{6} M_{уд\,i} = 12\,759$ кН·м;

коэффициент устойчивости откоса по пятой поверхности скольжения $k_{y\,V} = M_{уд}/M_{сд} = 12\,759/6016 = 2{,}12$.

VII. Коэффициент запаса устойчивости вниз по вертикали увеличивается, поэтому дальнейшие исследования проводим для поверхностей скольжения, центры которых расположены выше $O_{min\,гор}$.

Для шестой поверхности скольжения (рис. 58):

координаты центра вращения: $x_{VI} = 7{,}5$ м; $y_{VI} = 4$ м;

радиус поверхности скольжения $R_{VI} = 13{,}09$ м;

Таблица 76. **Промежуточные результаты расчета по поверхности V**

Параметры	Номер полосы i					
	1	2	3	4	5	6
Абсциссы вертикалей, м:						
левой x_i	9	7,5	5	2,5	0	–2
правой x_{i+1}	7,5	5	2,5	0	–2	–3,42
Ширина полосы b_i, м	1,5	2,5	2,5	2,5	2	1,42
Вес грунта Q_i, кН	26	140	235	295	208	68
Внешняя нагрузка G_i, кН	–	–	–	–	44	31
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	26	140	235	295	252	99
Плечо e_i, м	–0,5	1,25	3,75	6,25	8,50	9,97
Момент $M_{сдi}$, кН · м	–13	175	881	1844	2142	987
cos α_i	0,999	0,994	0,941	0,826	0,643	0,44
Угол α_i, рад	0,045	0,113	0,345	0,598	0,872	1,115
$(Q_i + G_i)$ tg φ x x cos $\alpha_i R$, кН·м	141	754	1198	1320	878	236

координаты крайних точек поверхности скольжения: $x_C = 9$ м; $x_A = -4{,}96$ м; $y_C = -9$ м; $y_A = 0$ м;

центральный угол поверхности скольжения $\sphericalangle AO_{VI}C = 1{,}3788$ рад = $= 79°$;

длина дуги скольжения $L_{AC} = 18{,}04$ м;

суммарный сдвигающий момент $M_{сд} = \sum_{i=1}^{6} M_{сдi} = 8142$ кН · м;

суммарный удерживающий момент $M_{уд} = \sum_{i=1}^{6} M_{удi} = 17\,094$ кН·м;

коэффициент устойчивости откоса по шестой поверхности скольжения

$$k_{уд\,VI} = M_{уд}/M_{сд} = 17\,094/8142 = 2{,}1.$$

Промежуточные результаты расчетов по поверхности VI скольжения приведены в табл. 77.

VIII Коэффициент запаса при перемещении центра поверхности скольжения вверх уменьшается, поэтому центр седьмой поверхности скольжения O_{VII} помещаем выше точки O_{VI} (рис. 59):

координаты центра вращения седьмой поверхности скольжения: $x_{VII} = 7{,}5$ м; $y_{VII} = 5$ м;

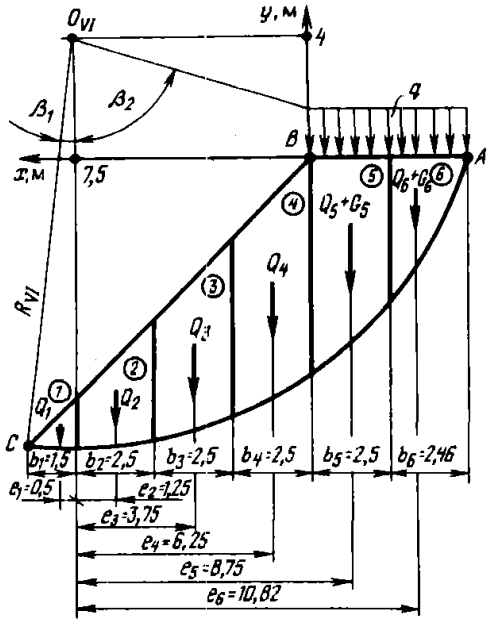


Рис. 58. Схема к расчету k_y по поверхности VI

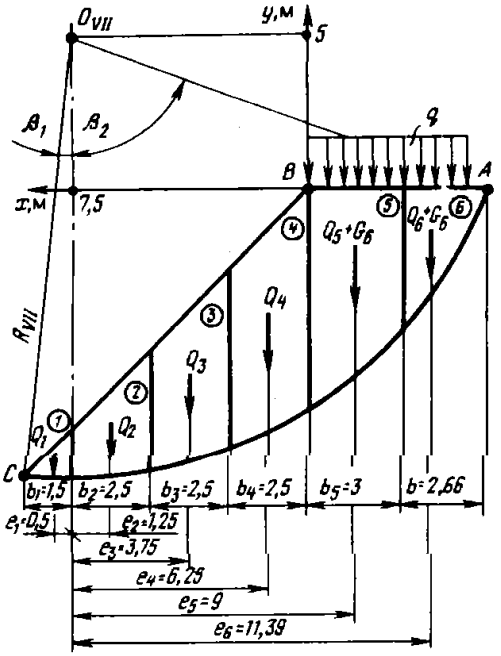


Рис. 59. Схема к расчету k_y по поверхности VII

Таблица 77. **Промежуточные результаты расчета по поверхности VI**

Параметры	Номер полосы i					
	1	2	3	4	5	6
Абсциссы вертикалей, м:						
левой x_i	9	7,5	5	2,5	0	–2,5
правой x_{i+1}	7,5	5	2,5	0	–2,5	–4,96
Ширина полосы b_i, м	1,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,46
Вес грунта Q_i, кН	24	138	240	314	290	140
Внешняя нагрузка G_i, кН	–	–	–	–	55	54
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	24	138	240	314	345	194
Плечо e_i, м	–0,5	1,25	3,75	6,25	8,75	10,82
Момент $M_{сдi}$, кН · м	–12	173	900	1963	3019	2099
Угол α_i, рад	0,038	0,096	0,291	0,478	0,669	0,973
$\cos \alpha_i$	0,999	0,995	0,958	0,888	0,785	0,562
$(Q_i + G_i) \operatorname{tg} \varphi \times$ $\times \cos \alpha_i R$, кН · м	153	877	1468	1781	1729	696

радиус поверхности скольжения $R_{VII} = 14{,}08$ м;

координаты крайних точек поверхности скольжения: $x_C = 9$ м; $x_A = -5{,}66$ м; $y_C = -9$ м; $y_A = 0$ м;

центральный угол поверхности скольжения $\sphericalangle AO_{VII}C = 1{,}309$ рад = $= 75°$;

длина дуги скольжения $L_{AC} = 18{,}43$ м;

суммарный сдвигающий момент $M_{сд} = \sum_{i=1}^{6} M_{сд\,i} = 9166$ кН · м;

суммарный удерживающий момент $M_{уд} = \sum_{i=1}^{6} M_{уд\,i} = 19\,152$ кН · м;

коэффициент устойчивости откоса по седьмой поверхности скольжения $k_{y\,VII} = M_{уд}/M_{сд} = 19\,152/9166 = 2{,}09$.

Промежуточные результаты расчетов по поверхности VII скольжения приведены в табл. 78.

IX. Задаем восьмую поверхность скольжения, располагая ее центр вращения выше точки O_{VII}, так как именно в этом направлении коэффициент устойчивости продолжает уменьшаться (рис. 60):

координаты центра вращения восьмой поверхности скольжения: $x_{VIII} = 7{,}5$ м; $y_{VIII} = 6$ м;

радиус поверхности скольжения $R_{VIII} = 15{,}075$ м;

координаты крайних точек поверхности скольжения: $x_C = 9$ м; $x_A = -6{,}32$ м; $y_C = -9$ м; $y_A = 0$ м;

Таблица 78. **Промежуточные результаты расчета по поверхности** VII

Параметры	Номер полосы i					
	I	2	3	4	5	6
Абсциссы вертикалей, м:						
левой x_i	9	7,5	5	2,5	0	−3
правой x_{i+1}	7,5	5	2,5	0	−3	−5,66
Ширина полосы b_i, м	1,5	2,5	2,5	2,5	3	2,66
Вес грунта Q_i, кН	26	39	241	320	354	145
Внешняя нагрузка G_i, кН	–	–	–	–	66	44
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	26	39	241	320	420	189
Плечо e_i, м	−0,5	1,25	3,75	6,25	9	11,39
Момент $M_{сдi}$, кН · м	−13	173	905	2000	3780	2321
Угол α_i, рад	0,036	0,089	0,270	0,460	0,694	0,942
$\cos \alpha_i$,	0,999	0,996	0,964	0,896	0,769	0,588
$(Q_i + G_i)\operatorname{tg} \varphi \times$ $\times \cos \alpha_i R$, кН·м	175	948	1599	1970	2219	823

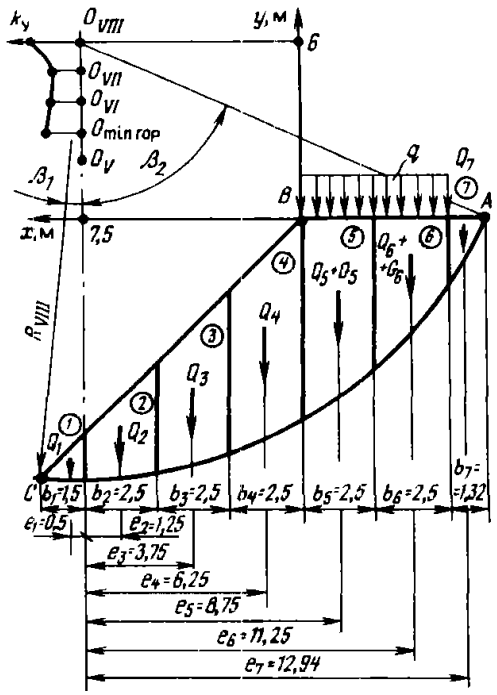


Рис. 60. Схема к расчету k_y по поверхности VIII

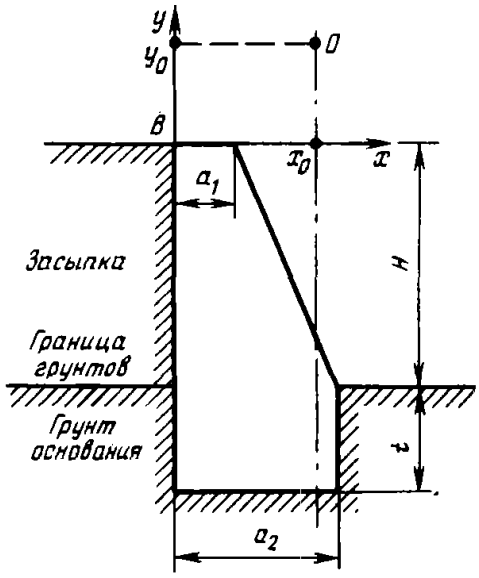


Рис. 61. Расчетная схема к задаче 59

Таблица 79. **Промежуточные результаты расчета по поверхности VIII**

Параметр	Номер полосы i						
	1	2	3	4	5	6	7
Абсциссы вертикалей, м:							
левой x_i	9	7,5	5	2,5	0	−2,5	−5
правой x_{i+1}	7,5	5	2,5	0	−2,5	−5	−6,32
Ширина полосы b_i, м	1,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	1,32
Вес грунта Q_i, кН	24	140	243	325	315	205	39
Внешняя нагрузка G_i, кН	–	–	–	–	55	55	–
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	24	140	243	325	370	260	39
Плечо e_i, м	−0,5	1,25	3,75	6,25	8,75	11,25	12,94
Момент $M_{сдi}$, кН · м	−12	175	911	2031	3238	2925	505
Угол α_i, рад	0,05	0,083	0,251	0,427	0,619	0,842	1,061
$\cos \alpha_i$	0,999	0,996	0,968	0,91	0,814	0,666	0,488
$(Q_i + G_i)\operatorname{tg} \varphi \cos \alpha_i R$, кН · м	176	1026	1726	2176	2215	1273	140

центральный угол поверхности скольжения $\sphericalangle AO_{VIII}C = 1{,}257$ рад $= 72°$;

длина дуги скольжения $L_{AC} = 18{,}95$ м;

суммарный сдвигающий момент $M_{сд} = \sum_{i=1}^{7} M_{сдi} = 9773$ кН · м;

суммарный удерживающий момент $M_{уд} = \sum_{i=1}^{7} M_{удi} = 21\,301$ кН · м;

коэффициент устойчивости откоса по восьмой поверхности скольжения $k_{yVIII} = M_{уд}/M_{сд} = 21\,301/9773 = 2{,}18$.

Промежуточные результаты расчетов по поверхности VIII скольжения приведены в табл. 79.

Поскольку коэффициент устойчивости откоса k_{yVIII} для восьмой поверхности скольжения больше, чем k_{yVII}, вычисления прекращаем, а в качестве коэффициента устойчивости откоса принимаем $\min \min k_y = k_{yVII} = 2{,}09$.

Задача 59. Определить коэффициент устойчивости подпорной стенки по заданной круглоцилиндрической поверхности скольжения (рис. 61). Исходные данные по грунту засыпки: удельный вес в естественном состоянии $\gamma_{ест1}$, угол внутреннего трения φ_1, структурное сцепление c_1. Исходные данные по грунту основания: удельный вес в естественном состоянии $\gamma_{ест2}$, угол внутреннего трения φ_2, структурное сцепление c_2. Исходные данные по подпорной стенке: высота стенки от подошвы фундамента H, ширина подошвы фундамента a_1, ширина стенки поверху a_2, заглубление фундамента t, удельный вес материала стенки $\gamma_{ст}$. Исходные данные по круглоцилиндрической поверхности (рис. 62): центр O имеет координаты x и y относительно верхнего внешнего угла подпорной стенки (точка B), поверхность скольжения проходит через внешний нижний угол фундамента подпорной стенки (точку D) (табл. 80).

Решение 1. Зададим поверхность скольжения (см. рис. 62):

помещаем начало системы координат xOy в точку B;

координаты центра поверхности скольжения (по условию задачи): $x_0 = 5$ м; $y_0 = 2$ м.

поверхность скольжения выбираем таким образом, чтобы она проходила через нижний угол подпорной стенки – точку D. В этом случае радиус поверхности скольжения рассчитываем по формуле

$$R = \sqrt{x_0^2 + (y_0 + H)^2} = \sqrt{5^2 + (2 + 11)^2} = 13{,}93 \text{ м};$$

определяем координаты крайних точек A и C заданной поверхности скольжения в принятой системе координат XOY:

$$x_A = x_0 - \sqrt{R^2 - y_0^2} = 5 - \sqrt{13{,}93^2 - 2^2} = -8{,}78 \text{ м};$$

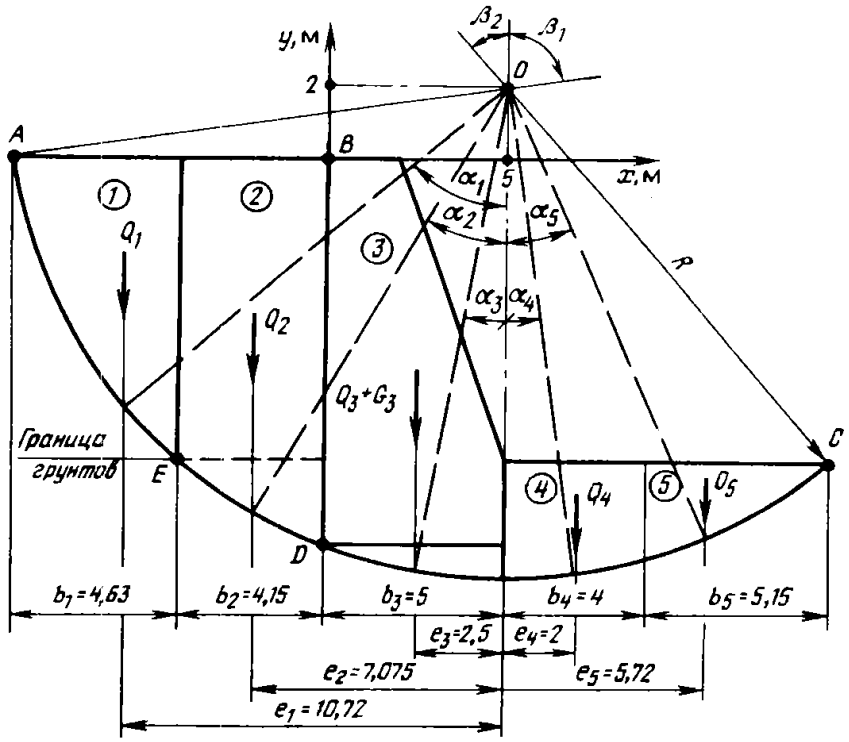


Рис. 62. Схема к расчету k_y подпорной стенки по заданной поверхности скольжения

Таблица 80. **Исходные данные к задаче 59**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
x_0, м	5	7	4	4	3,5
y_0, м	2	4	2	4	3
$\gamma_{ест1}$, кН/м^3	19,6	20,1	19,0	19,6	20,1
φ_1	7°40′	11°15′	20°	7°40′	11°15′
c_1, кПа	14	21,3	42,6	14	21,3
$\gamma_{ест2}$, кН/м^3	19,6	20,1	19,0	19,6	20,1
φ_2	19°18′	23°30′	30°	23°30′	19°18′
c_2, кПа	35	27,4	17,5	35	27,4
H, м	11	15	6	11	15
a_1, м	2	3	1	2	3
a_2, м	5	7	2,5	5	7
t, м	2,5	3,5	1,5	2,5	3,5
$\gamma_{ст}$, кН/м^3	22	24,5	23	22,5	24

Продолжение табл. 80

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
x_0, м	2,5	2	5	3,5	5
y_0, м	2,5	3	1,5	4,5	3
$\gamma_{ест1}$, кН/м^3	19,0	20,1	19,6	19,0	20,1
φ_1	20°	11°15′	7°40′	20°	11°15′
c_1, кПа	42,6	21,3	14	42,6	21,3
$\gamma_{ест2}$, кН/м^3	19,0	20,1	19,6	19,0	20,1
φ_2	30°	23°30′	19°18′	30°	23°30′
c_2, кПа	17,5	27,4	35	17,5	27,4
H, м	6	11	6	15	8
a_1, м	1	2	1	3	2
a_2, м	2,5	5	2,5	7	5
t, м	1,5	2,5	1,5	3,5	2
$\gamma_{ст}$, кН/м^3	23,5	22	24,5	23	22,5

$y_A = 0$ м;

$x_C = x_0 + \sqrt{R^2 - (y_0 + H - t)^2} = 5 + \sqrt{13{,}93^2 - (2 + 11 - 2{,}5)^2} =$

$= 14{,}15$ м;

$y_C = H - t = 11 - 2{,}5 = -8{,}5$ м.

II. Рассчитываем коэффициент устойчивости k_y по заданной круглоцилиндрической поверхности скольжения.

1. Разбиваем массив грунта в пределах заданной поверхности скольжения на ряд вертикальных полос, учитывая положение подпорной стенки, расположение границ слоев грунта и кривизну дуги скольжения, так как при расчете площади полос она спрямляется.

Граница слоев грунта, различающихся по свойствам, пройдет через точку E.

Разбиваем сектор скольжения на семь полос, граничные вертикали которых пройдут через точки с абсциссами: $x_1 = x_A = -8{,}78$ м; $x_2 = x_E = -4{,}15$ м; $x_3 = 0$ м; $x_4 = 5$ м; $x_5 = 9$ м; $x_6 = 14{,}15$ м и имеющие ширину: $b_1 = 4{,}63$; $b_2 = 4{,}15$; $b_3 = 5$; $b_4 = 4$; $b_5 = 5{,}15$.

2. Рассчитываем плечо сдвигающих сил e_i относительно центра вращения O:

для крайних полос *1* и *5*, близких по форме к треугольнику,

$e_1 = |x_2| + b_1/3 + x_0 = 4{,}21 + 4{,}63/3 + 5 = 10{,}75$ м;

$e_5 = x_5 + b_5/3 - x_0 = 9 + 5{,}15/3 - 5 = 5{,}72$ м;

для срединных полос *2, 3* и *4*, близких по форме к трапеции,

$e_2 = x_0 + b_2/2 = 5 + 4{,}15/2 = 7{,}075$ м;

$e_3 = b_3/2 = 5/2 = 2{,}5$ м; $e_4 = b_4/2 = 4/2 = 2$ м.

3. Определяем вес каждой полосы Q_i и внешнюю нагрузку на данную полосу G_i:

находим площадь полос S_i из условия спрямления участка дуги поверхности скольжения AC;

определяем средние линии h_{cpi} треугольных и трапецеидальных полос:

для полос *1* и *2*

$$h_{cp1} = \sqrt{R^2 - (x_0 - x_1 - b_1/2)^2} - y_0 =$$

$$\sqrt{13{,}93^2 - (5 + 8{,}78 - 4{,}63/2)^2} - 2 = 5{,}91 \text{ м};$$

$$h_{cp2} = \sqrt{R^2 - (x_0 - x_2 - b_2/2)^2} - y_0 =$$

$$= \sqrt{13{,}93^2 - (5 + 4{,}15 - 4{,}15/2)^2} - 2 = 10 \text{ м};$$

для полосы *3*

$$h_{cp3} = (R - H - y_0)/2 = (13{,}93 - 11 - 2)/2 = 0{,}465 \text{ м};$$

для полос *4* и *5*

$$h_{cp4} = \sqrt{R^2 - (b_4/2)^2} - y_0 - y_C = \sqrt{13{,}93^2 - (4/2)^2} - 2 - 8{,}5 =$$

$$= 3{,}28 \text{ м};$$

$$h_{cp5} = \sqrt{R^2 - (b_4 + b_5/2)^2} - y_0 - y_C =$$

$$= \sqrt{13{,}93^2 - (4 + 5{,}15/2)^2} - 2 - 8{,}5 = 1{,}78 \text{ м};$$

определяем площадь полос S_i по формуле (113):

$S_1 = h_{cp1} b_1 = 5{,}91 \cdot 4{,}63 = 27{,}36$ м^2; $S_2 = 10 \cdot 4{,}15 = 41{,}5$ м^2;

$S_3 = 0{,}465 \cdot 5{,}0 = 2{,}33$ м^2; $S_4 = 3{,}28 \cdot 4{,}0 = 13{,}12$ м^2;

$S_5 = 1{,}78 \cdot 5{,}15 = 9{,}17$ м^2;

определяем вес каждой полосы Q_i, принимая толщину полос равной 1 м. Поскольку удельные веса грунтов в пределах поверхности скольжения, а следовательно, и в пределах каждой расчетной полосы одинаковы, то вес каждой полосы находим по формуле (113):

$$Q_1 = 27{,}36 \cdot 19{,}6 \cdot 1 = 536{,}3 \text{ кН};$$

$$Q_2 = 41{,}5 \cdot 19{,}6 \cdot 1 = 813{,}4 \text{ кН};$$

$$Q_3 = 2{,}33 \cdot 19{,}6 \cdot 1 = 45{,}7 \text{ кН};$$

$$Q_4 = 13{,}12 \cdot 19{,}6 \cdot 1 = 257{,}2 \text{ кН};$$

$$Q_5 = 9{,}17 \cdot 19{,}6 \cdot 1 = 179{,}7 \text{ кН};$$

определяем внешнюю нагрузку G_i на полосы. Внешняя нагрузка в нашем случае представлена весом подпорной стенки $G_{ст}$, которую можно определить по формуле

$$G_3 = G_{ст} = S_{ст}\,\gamma_{ст} 1 = [t a_2 + 1/2 (a_1 + a_2)(H - t)]\,\gamma_{ст} 1 =$$

$$= [2{,}5 \cdot 5 + 1/2 (2 + 5)(11 - 2{,}5)] \cdot 22 \cdot 1 = 929{,}5 \text{ кН}$$

и которая передается только на полосу *3*.

4. Определяем суммарный сдвигающий момент $M_{сд}$:

рассчитываем моменты сдвигающих сил, создаваемые каждой полосой, по формуле (118) с учетом знака создаваемого момента:

для полосы *1*

$$M_{сд\,1} = (536{,}3 + 0) \cdot 10{,}75 = 5765 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

для полосы *3*

$$M_{сд\,3} = (45{,}7 + 929{,}5) \cdot 2{,}5 = 2438 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

для полосы *5*

$$M_{сд\,5} = (-179{,}7 + 0) \cdot 5{,}72 = -1028 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вычисленные для остальных полос $M_{сд\,i}$, а также основные промежуточные результаты вычисления $M_{сд}$ приведены в табл. 81.

Таблица 81. **Результаты расчета $M_{сд\,i}$ по полосам**

Параметры	Номер полосы i				
	1	2	3	4	5
Абсциссы вертикалей, м:					
левой x_i	−8,78	−4,15	0	5	9
правой x_{i+1}	−4,15	0	5	9	14,15
Ширина полосы b_i, м	4,63	4,15	5	4	5,15
Средняя высота h_{cpi}, м	5,91	10	0,465	3,28	1,78
Площадь полосы S_i, м^2	27,36	41,5	2,33	13,12	9,17
Вес грунта Q_i, кН	536,3	813,4	45,7	257,2	179,7
Внешняя нагрузка G_i, кН	–	–	929,5	–	–
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	536,3	813,4	975,2	257,2	179,7
Плечо e_i, м	10,72	7,075	2,5	2	5,72
Момент $M_{сд\,i}$, кН · м	5749	5755	2438	−514	−1028

Рассчитываем суммарный сдвигающий момент $M_{сд}$ как сумму моментов $M_{сдi}$:

$$M_{сд} = \sum_{i=1}^{5} M_{сдi} = 5765{,}2 + 5755 + 2438 - 514 - 1028 = 12\,416{,}2 \text{ кН·м}.$$

5. Определяем суммарный удерживающий момент $M_{уд}$:

вычисляем для каждой полосы угол α_i по формуле (120):

$\alpha_1 = \arcsin 10{,}72/13{,}93 = 0{,}878$ рад; $\alpha_2 = 0{,}533$ рад;

$\alpha_3 = 0{,}180$ рад; $\alpha_4 = 0{,}144$ рад; $\alpha_5 = 0{,}411$ рад;

рассчитываем длину площадок скольжения ΔS_i в пределах каждой расчетной полосы по приближенной формуле (121): $\Delta S_1 = 4{,}63 \cdot 1/0{,}639 = 7{,}25$ м; $\Delta s_2 = 4{,}82$ м; $\Delta s_3 = 5{,}08$ м; $\Delta s_4 = 4{,}04$ м; $\Delta s_5 = 5{,}62$ м;

определяем максимальные удерживающие моменты $M_{удi}$, создаваемые силами сопротивления сдвигу в пределах площадок скольжения каждой полосы, по формуле (122):

$$M_{уд1} = 13{,}93\,[536{,}3 \cdot 0{,}135 \cdot 0{,}639 + 14 \cdot 7{,}25] = 2058 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{уд2} = 13{,}93\,[813{,}4 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}861 + 35 \cdot 4{,}82] = 5764 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{уд3} = 13{,}93\,[975{,}2 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}984 + 35 \cdot 5{,}08] = 7155 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{уд4} = 13{,}93\,[257{,}2 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}990 + 35 \cdot 4{,}04] = 32{,}11 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{уд5} = 13{,}93\,[179{,}7 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}917 \cdot 35 \cdot 5{,}[illegible] = 3543 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Основные промежуточные результаты расчета $M_{удi}$ приведены в табл. 82;

Таблица 82. **Результаты расчета $M_{удi}$ по полосам**

Параметры	Номер полосы i				
	1	2	3	4	5
Суммарная сила $Q_i + G_i$, кН	536,3	813,4	975,2	257,2	179,7
Угол α_i, рад	0,878	0,533	0,18	0,144	0,411
$\cos\alpha_i$	0,639	0,861	0,984	0,990	0,917
ΔS_i, м	7,25	4,82	5,08	4,04	5,62
Ширина полосы b_i, м	4,63	4,15	5,00	4,00	5,15
Сцепление грунта c_i, кПа	14	35	35	35	35
Угол внутреннего трения φ_i	7°40′	19°18′	19°18′	19°18′	19°18′
Коэффициент внутреннего трения грунта tg φ_i	0,135	0,35	0,35	0,35	0,35
Момент $M_{удi}$, кН · м	2058	5764	7155	3211	3543

рассчитываем суммарный удерживающий момент $M_{уд}$ как сумму удерживающих моментов $M_{удi}$:

$$M_{уд} = \sum_{i=1} M_{удi} = 2058 + 5764 + 7155 + 3211 + 3543 = 21\,731 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

6. Вычисляем коэффициент устойчивости подпорной стенки для заданной поверхности скольжения по формуле (112):

$$k_у = 21\,731/12\,416{,}2 = 1{,}75.$$

15. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ПРИ СДВИГЕ ПО ПЛОСКИМ ПОВЕРХНОСТЯМ СКОЛЬЖЕНИЯ

Когда можно предположить, что потеря устойчивости массива грунта или сооружения происходит по плоской поверхности, коэффициент запаса устойчивости определяют как отношение предельных сил T, удерживающих массив грунта или сооружение в равновесии, к силам H, стремящимся это равновесие нарушить:

$$k_у = T/H. \tag{127}$$

При $k_у > 1$ состояние сооружения или грунтового массива будет устойчивым, при $k_у = 1$ имеет место предельное равновесное состояние, при $k_у < 1$ произойдет потеря устойчивости.

Алгоритм расчета устойчивости грунтового массива или сооружения на сдвиг по плоским поверхностям можно описать следующим образом.

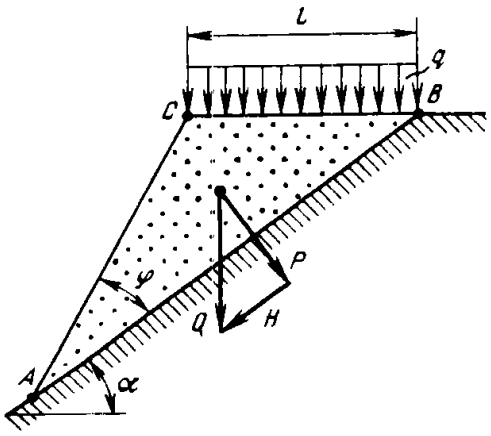
1. Определяют положение наиболее вероятной поверхности скольжения.

2. Находят предельные удерживающие силы T.

Для грунтовых массивов и сооружений, сдвигаемых по плоским границам слоев или подошвам фундаментов, предельные удерживающие силы можно определить по соотношению

$$T = \sum_a \tau_{прi} a_i = \sum_a (\sigma_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i) a_i = \\ = \sum_a (Q_i + G_i) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i a_i, \tag{128}$$

где $\tau_{прi}$ — предельные касательные напряжения для грунта, лежащего в плоскости сдвига; a_i — длина площадки скольжения; σ_i — сжимающие напряжения, нормальные к плоскости сдвига; $\operatorname{tg} \varphi_i$ — минимальный коэффициент трения между слоями грунта или грунтом и материалом подошвы фундамента сооружения; c_i — структурное сцепление грунта; Q_i — масса грунта в пределах расчетного массива или масса сооружения; G_i — вертикальная равнодействующая внешних нагру-



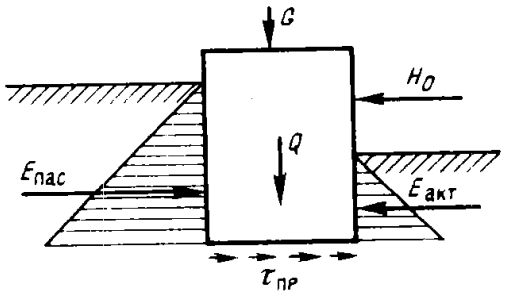


Рис. 64. Силы, действующие на сооружение при плоском сдвиге

Рис. 63. Схема для расчета устойчивости грунтового массива на сдвиг по плоской поверхности (*P* – начальная составляющая массы грунта)

зок, учитывающая, в частности, гидростатическое противодавление на подошву фундамента при наличии грунтовых вод; α – угол наклона площадки скольжения к горизонту.

3. Определяют активную сдвигающую силу H как равнодействующую всех внешних сил, действующих на массив грунта или сооружение параллельно плоскости сдвига.

Для грунтовых массивов активные сдвигающие силы (рис. 63)

$$H = (Q + ql)\sin\alpha, \tag{129}$$

где Q – масса насыпной полки; q и l – соответственно интенсивность внешней нагрузки и длина.

Для сооружений, воспринимающих горизонтальную нагрузку (рис. 64), активная сдвигающая сила

$$H = H_0 + E_{акт} - E_{пас}, \tag{130}$$

где H_0 – равнодействующая горизонтальных составляющих внешних нагрузок на сооружение; $E_{акт}$ – полное активное давление грунта на сооружение; $E_{пас}$ – полное пассивное давление грунта на сооружение.

4. Рассчитывают коэффициент запаса устойчивости массива грунта или сооружения по формуле (127) для выбранной поверхности сдвига.

Когда вероятных поверхностей скольжения несколько, расчет коэффициентов запаса устойчивости k_{yi} проводят для каждой из них, а в качестве действительного коэффициента запаса устойчивости массива грунта или сооружения принимают минимальное из полученных значений $k_y = \min k_{yi}$.

Укрупненная блок-схема алгоритма приведена на рис. 65.

Задача 60. Определить устойчивость подпорной стенки на сдвиг по подошве фундамента (рис. 66). Исходные данные по подпорной

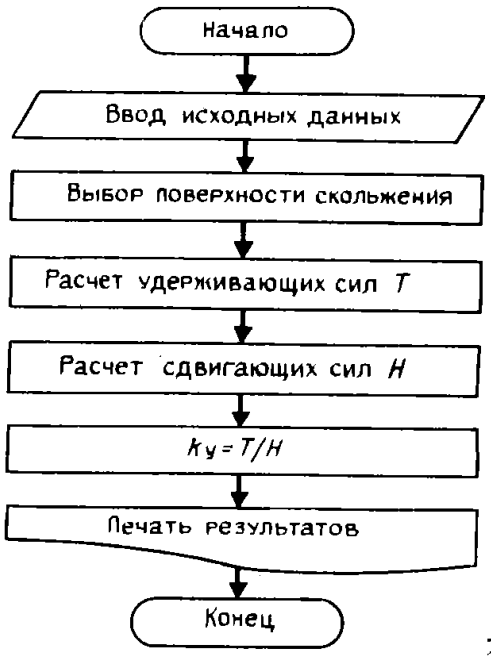
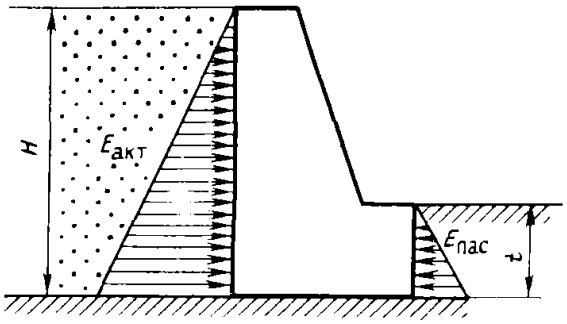


Рис. 65. Укрупненная блок-схема алгоритма расчета устойчивости грунтовых массивов и сооружений по плоским поверхностям

Рис. 66. Расчетная схема к задаче 60



стенке: высота H, заглубление фундамента t, ширина фундамента a, подошва фундамента имеет специальную шероховатость для улучшения сцепления с грунтом основания, подошва фундамента стенки передает на грунт нагрузку, условно приведенную к равномерно распределенной интенсивностью q. Исходные данные по грунту засыпки: удельный вес в естественном состоянии $\gamma_{\text{ест}_1}$, угол внутреннего трения φ_1, сцепление c_1. Исходные данные по грунту основания: удельный вес в естественном состоянии $\gamma_{\text{ест}_2}$, угол внутреннего трения φ_2, сцепление c_2, уровень грунтовых вод расположен значительно ниже подошвы фундамента (табл. 83).

Решение. 1. В качестве наиболее вероятной поверхности сдвига принимаем плоскость подошвы фундамента подпорной стенки.

2. Определяем предельные удерживающие силы T на 1 м длины подпорной стенки.

Поскольку подошва фундамента подпорной стенки имеет специальную шероховатость, потеря устойчивости может произойти сдвигом только по плоскости контакта "грунт – грунт". В этом случае предельная удерживающая сила T будет складываться из сил сопротивления сдвигу грунта основания, и потому в качестве расчетных параметров сопротивления сдвигу в формуле (128) принимаем соответствующие характеристики грунта основания: $\varphi = \varphi_2 = 19°18'$; $c = c_2 = 27{,}4$ кПа.

Нормальные сжимающие напряжения в плоскости сдвига σ определяются собственным весом подпорной стенки и равны передаваемой

Таблица 83. **Исходные данные к задаче 60**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
H, м	11	15	6	14	15
t, м	2	3	1	3,5	3,5
a, м	5	7	2,5	8	7,5
$\gamma_{\text{ест}1}$, кН/м^3	19,6	20,1	19	19,8	20
φ_1	7°40′	11°15′	8°20′	12°	10°24′
c_1, кПа	14	21,3	18,4	17,6	20,4
$\gamma_{\text{ест}2}$, кН/м^3	20,1	19,8	19,9	19,6	19,9
φ_2	19°18′	23°15′	26°36′	30°	34°12′
c_2, кПа	27,4	33,7	24,6	37,8	29,9
q, кПа	202	246	117	190	217

Продолжение табл. 83

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
H, м	8	11	13	16	11
t, м	2	2,5	2,5	1,5	2,2
a, м	2,8	6	4	8,5	5
$\gamma_{\text{ест}1}$, кН/м^3	19,7	19,9	19,8	20,1	19,9
φ_1	9°36′	7°	13°18′	8°36′	12°06′
c_1, кПа	16,8	12,6	15,7	19,1	13,5
$\gamma_{\text{ест}2}$, кН/м^3	20	20,1	19,9	20	19,8
φ_2	22°06′	18°	24°24′	27°48′	33°36′
c_2, кПа	28,9	30,3	27,1	35,5	26,9
q, кПа	151	204	233	172	203

на грунт через подошву фундамента равномерно распределенной нагрузке q, т.е. $\sigma = q = 202$ кПа.

С учетом однородности грунта во всей зоне сдвига предельные удерживающие силы T вычисляем по формуле (128), переписав ее в упрощенном виде:

$$T = (\sigma \operatorname{tg} \varphi + c)a = (202 \operatorname{tg} 19°18' + 27{,}4)5 = 490{,}7 \text{ кН}.$$

3. Находим равнодействующую сдвигающих сил H на 1 м длины подпорной стенки.

В рассматриваемом случае на подпорную стенку действуют две внешние распределенные нагрузки – активное давление грунта засыпки и пассивное давление коренного грунта основания, равнодействующие которых соответственно $E_{\text{акт}}$ и $E_{\text{пас}}$ действуют в горизонтальной плоскости и направлены во встречном направлении:

а) полное активное давление грунта на 1 м длины подпорной стенки определяем по формуле (49)

$$E_{акт} = \frac{19,6 \cdot 11^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45° - \frac{7°40'}{2}) - 2 \cdot 14 \cdot 11 \cdot \operatorname{tg} (45° - \frac{7°40'}{2}) = 637,3 \text{ кН};$$

б) полное пассивное давление грунта на 1 м длины подпорной стенки находим по формуле (50)

$$E_{пас} = \frac{20,1 \cdot 2^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45° + \frac{19°18'}{2}) + 2 \cdot 27,4 \cdot 2 \cdot \operatorname{tg} (45° + \frac{19°18'}{2}) = 234,4 \text{ кН}.$$

Поскольку прочие внешние силы, действующие в горизонтальной плоскости, отсутствуют, равнодействующая горизонтальных сдвигающих сил

$$H = E_{акт} - E_{пас} = 637,3 - 234,4 = 402,9 \text{ кН}.$$

4. Рассчитываем коэффициент запаса устойчивости заданной подпорной стенки на сдвиг по подошве фундамента по формуле (127):

$$k_y = 490,7/402,9 = 1,22.$$

16. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФОРМЫ РАВНОУСТОЙЧИВОГО ОТКОСА

Очертание равноустойчивого откоса можно определить по формуле

$$z = m(1,57 - e^{-n}) + x \operatorname{tg} \varphi, \qquad (131)$$

где

$$m = \frac{2c(1 + \sin \varphi)}{\gamma_{ест}(1 - \sin \varphi)}; \quad n = \frac{x}{m}; \qquad (132)$$

φ – угол внутреннего трения; c – сцепление грунта; $\gamma_{ест}$ – объемный вес грунта.

На верхней поверхности откоса может быть внешняя нагрузка

$$q_0 = (2c \cos \varphi)/(1 - \sin \varphi). \qquad (133)$$

Если внешней нагрузкой является грунт, то высота его слоя

$$h_0 = q_0/\gamma_{ест}. \qquad (134)$$

Задача 61. Построить кривую равноустойчивого откоса с заданным минимальным коэффициентом устойчивости k_y. Исходные данные по грунту: удельный вес $\gamma_{ест}$, угол внутреннего трения φ, сцепление c (табл. 84).

Таблица 84. **Исходные данные к задаче 61**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
k_y	1,25	1,1	1,55	1,7	1,45
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	17	20	18	19	17
φ	23°45′	31°12′	27°	36°06′	21°54′
c, кПа	10	18	22	16	12

Продолжение табл. 84

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
k_y	1,2	1,35	1,5	1,15	1,4
$\gamma_{ест}$, кН/м^3	20	18	19	17	20
φ	25°18′	30°48′	28°42′	22°30′	35°24′
c, кПа	21	24	15	20	17

Таблица 85. **Результаты вычислений координаты z для построения кривой равноустойчивого откоса**

x, м	$n = x/m$	e^{-n}	$m(1{,}57 - e^{-n})$, м	$x \operatorname{tg} \varphi_k$, м	z, м
0	0	1	1,05	0	1,05
1	0,54	0,58	1,84	0,34	2,18
2	1,08	0,34	2,26	0,69	2,95
4	2,16	0,12	2,67	1,37	4,04
6	3,24	0,04	2,82	2,06	4,88
8	4,32	0,013	2,87	2,75	5,62
12	6,49	0,0015	2,88	4,12	7
16	8,66	0,0002	2,88	5,5	8,38
20	10,8	0	2,89	6,88	9,77
30	16,2	0	2,89	10,30	13,19

Решение. 1. Определяем расчетные значения φ_k и c_k с учетом заданного k_y:

$$\varphi_k = \varphi/k_y = 23°45'/1°25' = 19°;$$

$$c_k = c/k_y = 10/1{,}25 = 8 \text{ кПа}.$$

2. Рассчитываем коэффициент m по формуле (132):

$$m = \frac{2 \cdot 8 (1 + \sin 19°)}{17 (1 - \sin 19°)} = 1{,}847 \text{ м}.$$

3. Задавая ряд значений x, определяем координаты z кривой равноустойчивого откоса (табл. 85). Так, для $x = 8$ м

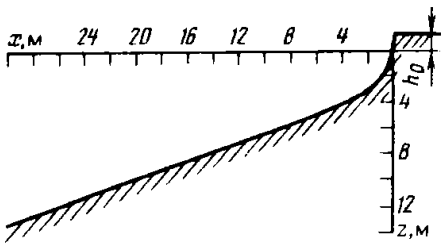


Рис. 67. Кривая равноустойчивого откоса к задаче 61

$$z = m(1{,}57 - e^{-\frac{x}{m}}) + x \operatorname{tg} \varphi_k = 1{,}847\,(1{,}57 - e^{-\frac{8}{1{,}847}}) +$$

$$+ 8 \operatorname{tg} 19^\circ = 5{,}62 \text{ м}.$$

4. Определяем допускаемую внешнюю нагрузку, распределенную по верхней поверхности откоса, по формуле (133)

$$q_0 = \frac{2 \cdot 8 \cdot \cos 19^\circ}{1 - \sin 19^\circ} = 22{,}4 \text{ кПа}$$

или предельную высоту вертикального откоса по формуле (134)

$$h_0 = 22{,}4/17 = 1{,}32 \text{ м}.$$

5. По результатам вычислений строим кривую равноустойчивого откоса (рис. 67). Над осью x откладываем предельную высоту вертикального откоса h_0.

ГЛАВА 6

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ПО КОНТАКТНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

17. РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ ПО ПОДОШВЕ СОВЕРШЕННО ЖЕСТКИХ СООРУЖЕНИЙ

Распределение напряжений по контактной поверхности позволяют получить формулы внецентреннего сжатия.

В случае плоской задачи (рис. 68) напряжения σ_x в точке x подошвы жесткого фундамента шириной a от сосредоточенной силы P можно определить по формуле

$$\sigma_x = \frac{P}{a} + \frac{M_y x}{I_y} = \frac{P}{a}\left(1 + \frac{12 e_x x}{a^2}\right), \qquad (135)$$

где M_y – момент силы P относительно оси y; I_y – момент инерции; e_x – эксцентриситет силы P относительно середины фундамента.

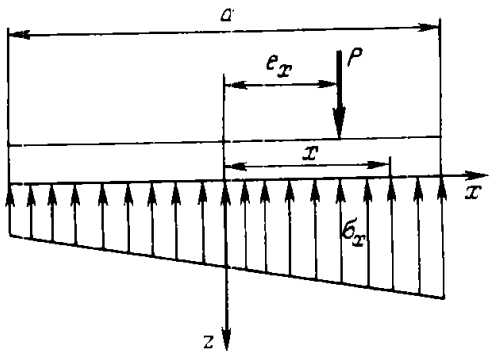


Рис. 68. Схема к расчету контактных напряжений для плоской задачи

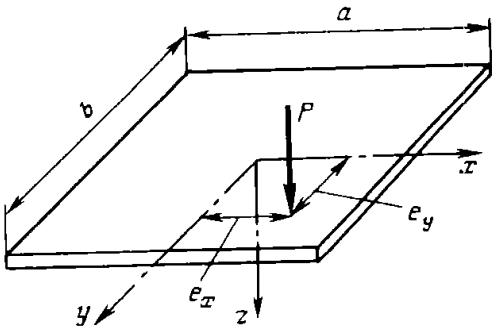


Рис. 69. Схема к расчету контактных напряжений для пространственной задачи

В случае пространственной задачи (рис. 69) напряжения в любой точке подошвы, имеющей размеры $a \times b$,

$$\sigma_{x,y} = \frac{P}{a\,b}\left(1 + \frac{12\,e_x\,x}{a^2} + \frac{12\,e_y\,y}{b^2}\right). \qquad (136)$$

Если на сооружение действует нагрузка, распределенная по какой-либо площади, то, имея в виду, что сооружение совершенно жесткое, можно заменить ее равнодействующей, т.е. сосредоточенной, силой и использовать формулы (135) и (136).

Для построения эпюры контактных напряжений достаточно найти напряжения в угловых точках $x = \pm a/2, y = \pm b/2$ и соединить их прямой линией. Напряжения в угловых точках определяют по формулам:

для плоской задачи

$$\sigma_{\pm a/2} = \frac{P}{a}\left(1 \pm \frac{6\,e_x}{a}\right); \qquad (137)$$

для пространственной задачи

$$\sigma_{\pm a/2;\,\pm b/2} = \frac{P}{a\,b}\left(1 \pm \frac{6\,e_x}{a} \pm \frac{6e_y}{b}\right). \qquad (138)$$

Задача 62. Определить контактные напряжения $\sigma_{x,y}$ в угловых точках и в точке A с координатами x и y для жесткого фундамента прямоугольной формы $a \times b$, нагруженного сосредоточенной нагрузкой P, приложенной с эксцентриситетом (e_x, e_y) относительно центра подошвы фундамента (см. рис. 69) (табл. 86).

Решение. Для определения контактных напряжений $\sigma_{\pm a/2,\ \pm b/2}$ в угловых точках фундамента воспользуемся формулой (138):

для $x = -a/2 = -2/2 = -1$ м; $y = -b/2 = -3/2 = -1{,}5$ м

$$\sigma_{-a/2,\,-b/2} = \frac{900}{2 \cdot 3}\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}2}{2} - \frac{6 \cdot 0{,}15}{3}\right) = 15 \text{ кПа};$$

Таблица 86. **Исходные данные к задаче 62**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
P, кН	900	1200	2500	1000	2000
e_x, м	0,2	−0,4	0,25	0	0,2
e_y, м	0,15	0	−0,5	−0,35	0,3
a, м	2	3,6	4,4	2,2	3,8
b, м	3	1,8	8	3,4	3,8
x, м	−0,6	1,2	−0,8	1	−0,9
y, м	−1	−0,4	2,2	−0,5	1,6

Продолжение табл. 86

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
P, кН	1600	700	3100	3300	2800
e_x, м	−0,45	−0,15	0	−0,3	−0,45
e_y, м	0	−0,10	−0,75	0,15	0
a, м	3	1,6	4	7,2	5
b, м	4	3	6,6	3,4	4
x, м	1,3	−0,8	2	−3,2	0,4
y, м	−0,7	1,2	−2,4	0,8	-2

для $x = -a/2 = -1$ м; $y = +b/2 = 1{,}5$ м

$$\sigma_{-a/2,\,+b/2} = \frac{900}{2 \cdot 3}\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}2}{2} - \frac{6 \cdot 0{,}15}{3}\right) = 105 \text{ кПа};$$

для $x = +a/2 = 1$ м; $y = -b/2 = -1{,}5$ м

$$\sigma_{+a/2,\,-b/2} = \frac{900}{2 \cdot 3}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}2}{2} - \frac{6 \cdot 0{,}15}{3}\right) = 195 \text{ кПа};$$

для $x = +a/2 = 1$ м; $y = +b/2 = 1{,}5$ м

$$\sigma_{+a/2,\,+b/2} = \frac{900}{2 \cdot 3}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}2}{2} - \frac{6 \cdot 0{,}15}{3}\right) = 285 \text{ кПа}.$$

Для определения напряжений в заданной точке подошвы фундамента ($x = -0{,}6$ м, $y = -1$ м) используем формулу (136):

$$\sigma_{x,y} = \frac{900}{2 \cdot 3}\left[1 + \frac{12 \cdot 0{,}2 \cdot (-0{,}6)}{2^2} + \frac{12 \cdot 0{,}15 \cdot (-1)}{3^2}\right] = 66 \text{ кПа}.$$

18. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ПО ПОДОШВЕ СООРУЖЕНИЙ КОНЕЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ

Для определения закона изменения контактных напряжений или реакций основания $\varphi(x)$ по подошве сооружения конечной жесткости можно применять способ коэффициента постели, заключающийся в том, что осадка основания $\omega(x)$ в точке x принимается прямо пропорциональной действующей на основание этой точки силе $\varphi(x)$ и не зависит от сил, действующих в сколь угодно близко расположенных сечениях. Это условие имеет вид

$$\varphi(x) = bk_0\omega(x), \tag{139}$$

где b – ширина полосы; k_0 – коэффициент пропорциональности, обычно называемый коэффициентом постели.

Осадку основания $\omega(x)$ в общем виде можно определить по формуле

$$\omega(x) = A_1 e^{\alpha x}\cos\alpha x + A_2 e^{\alpha x}\sin\alpha x + A_3 e^{-\alpha x}\cos\alpha x + A_4 e^{-\alpha x}\sin\alpha x \tag{140}$$

или

$$\omega(x) = A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + A_4 Y_4, \tag{141}$$

где x – координата рассматриваемого сечения; $\alpha = \sqrt[4]{k_0 b/4D}$ – коэффициент жесткости, D – жесткость полосы; A_1, A_2, A_3, A_4 – произвольные постоянные, определяемые из граничных условий для каждой конкретной задачи; Y_1, Y_2, Y_3, Y_4 – функции А.Н. Крылова (табл. 87):

$$\begin{aligned} Y_1 &= \cos\alpha x\ \mathrm{ch}\ \alpha x; \\ Y_2 &= \frac{1}{2}(\sin\alpha x\ \mathrm{ch}\ \alpha x + \cos\alpha x\ \mathrm{sh}\ \alpha x); \\ Y_3 &= \frac{1}{2}\sin\alpha x\ \mathrm{sh}\ \alpha x); \\ Y_4 &= \frac{1}{4}(\sin\alpha x\ \mathrm{ch}\ \alpha x - \cos\alpha x\ \mathrm{sh}\ \alpha x). \end{aligned} \tag{142}$$

Углы поворота сечения полосы $\delta(x)$, изгибающего момента $M(x)$ и поперечной силы $Q(x)$ в сечении x определяют из следующих условий:

$$\delta(x) = \omega'(x); \tag{143}$$

$$M(x) = -D\omega''(x); \tag{144}$$

$$Q(x) = -D\omega'''(x). \tag{145}$$

Таблица 87. **Значения функций А.Н. Крылова**

$\alpha(x)$	$Y_1(\alpha x)$	$Y_2(\alpha x)$	$Y_3(\alpha x)$	$Y_4(\alpha x)$
0	1	0	0	0
0,01	1	0,01	0	0
0,02	1	0,02	0	0
0,03	1	0,03	0	0
0,04	1	0,04	0,001	0
0,05	1	0,05	0,001	0
0,06	1	0,06	0,002	0
0,07	1	0,07	0,002	0
0,08	1	0,08	0,003	0
0,09	1	0,09	0,004	0
0,1	1	0,1	0,0057	0
0,2	1	0,2	0,02	0,001
0,3	0,999	0,299	0,045	0,005
0,4	0,996	0,4	0,08	0,011
0,5	0,989	0,499	0,125	0,021
0,6	0,978	0,597	0,18	0,036
0,7	0,96	0,694	0,244	0,057
0,8	0,932	0,789	0,319	0,085
0,9	0,891	0,88	0,402	0,121
1	0,834	0,967	0,494	0,166
1,1	0,757	1,046	0,595	0,220
1,2	0,656	1,117	0,703	0,285
1,3	0,527	1,177	0,818	0,361
1,4	0,366	1,222	0,938	0,449
1,5	0,166	1,249	1,062	0,549
1,6	−0,075	1,253	1,187	0,662
1,7	−0,364	1,232	1,312	0,786
1,8	−0,706	1,179	1,433	0,924
1,9	−1,105	1,089	1,546	1,085
2	−1,566	0,956	1,649	1,233
2,1	−2,092	0,773	1,736	1,402
2,2	−2,688	0,535	1,802	1,579
2,3	−3,356	0,233	1,841	1,761
2,4	−4,098	−0,139	1,846	1,946
2,5	−4,913	−0,588	1,81	2,129
2,6	−5,8	−1,124	1,726	2,306
2,7	−6,757	−1,751	1,583	2,472
2,8	−7,776	−2,477	1,372	2,621
2,9	−8,85	−3,308	1,084	2,744
3	−9,967	−4,248	0,707	2,835
3,1	−11,11	−5,302	0,23	2,882
3,2	−12,27	−6,471	−0,357	2,877
3,3	−13,4	−7,755	−1,078	2,802
3,4	−14,5	−9,151	−1,912	2,659
3,5	−15,52	−10,65	−2,901	2,422
3,6	−15,42	−12,25	−4,046	2,073
3,7	−17,16	−13,93	−5,354	1,605
3,8	−17,69	−15,68	−6,834	0,997
3,9	−17,94	−17,45	−8,491	0,232

Продолжение табл. 87

$\alpha(x)$	$Y_1(\alpha x)$	$Y_2(\alpha x)$	$Y_3(\alpha x)$	$Y_4(\alpha x)$
4	−17,85	−19,25	−10,33	−0,707
4,1	−17,35	−21,016	−12,34	−1,839
4,2	−16,35	−22,7	−15,53	−3,181
4,3	−14,77	−24,27	−16,88	−4,75
4,4	−12,52	−25,64	−19,37	−6,56
4,5	−9,49	−26,74	−22	−8,63
4,6	−5,58	−27,51	−24,71	−10,96
4,7	0,68	−27,83	−27,48	−13,57
4,8	5,32	−27,61	−30,26	−16,41
4,9	12,52	−26,72	−32,98	−19,62
5	21,051	−25,057	−35,83	−23,053
5,1	31	−22,47	−37,96	−26,73
5,2	42,47	−18,81	−40,035	−30,63
5,3	55,53	−13,92	−41,68	−34,73
5,4	70,26	−7,64	−42,77	−38,95
5,5	86,7	0,19	−43,16	−43,26
5,6	104,87	9,75	−42,68	−47,56
5,7	124,74	21,22	−41,15	−51,76
5,8	146,24	34,76	−38,36	−55,75
5,9	169,28	50,52	−34,12	−59,38
6	193,68	68,66	−28,18	−62,51
6,1	219,2	89,29	−20,30	−64,95
6,2	245,22	112,75	−10,23	−66,5
6,3	272,25	138,41	2,29	−66,92
6,4	298,87	166,97	17,54	−65,95
6,5	324,79	198,16	35,77	−63,31
6,6	349,26	231,88	57,25	−58,69
6,7	371,43	267,94	82,23	−51,24
6,8	390,29	306,056	110,91	−42,12
6,9	404,71	345,85	143,49	−29,43
7	413,38	386,81	180,12	−13,28
7,1	414,82	428,28	220,87	4,73
7,2	407,42	469,48	265,77	31,028
7,3	389,38	509,41	314,73	60,019
7,4	358,73	546,93	367,57	94,1
7,5	313,37	580,67	423,99	133,65
7,6	251,033	609,04	483,52	179,0034
7,7	169,35	630,23	545,50	230,44
7,8	65,84	642,18	609,26	288,17
7,9	−62,04	642,59	673,61	352,32
8	−216,86	628,88	737,31	422,87

Основная задача в расчете совместных деформаций основания и сооружения конечной жесткости по способу коэффициента постели – определение вида функции $\omega(x)$.

Для основных видов нагружения трубопроводов функция $\omega(x)$ будет иметь следующий вид:

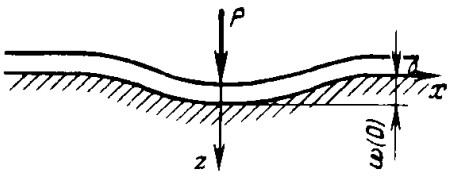


Рис. 70. Схема к расчету трубопровода, загруженного сосредоточенной нагрузкой P

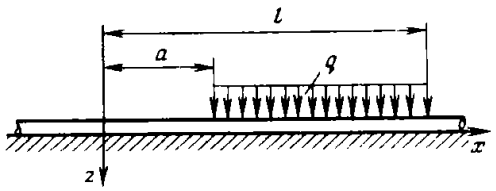


Рис. 71. Бесконечная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой q

бесконечно длинная балка (трубопровод), нагруженная сосредоточенной нагрузкой P (рис. 70),

$$\omega(x) = \frac{P}{8D\alpha^3} e^{-\alpha x}(\cos \alpha x + \sin \alpha x); \tag{146}$$

бесконечно длинная балка (трубопровод), нагруженная равномерно распределенной нагрузкой q (рис. 71):

для сечений $x < a$

$$\omega(x) = \frac{q}{2k_0 b}[e^{-\alpha(l-x)} \cos \alpha(l-x) - e^{-\alpha(a-x)} \cos \alpha(a-x)], \tag{147}$$

где a и l – абсциссы крайних сечений внешней распределенной нагрузки;

для сечений $a < x < l$

$$\omega(x) = \frac{q}{2k_0 b}[e^{-\alpha(l-x)} \cos \alpha(l-x) - e^{-\alpha(x-a)} \cos \alpha(x-a)]; \tag{148}$$

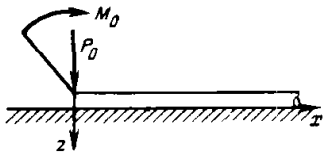
для сечений $x > l$

$$\omega(x) = \frac{q}{2k_0 b}[e^{-\alpha(x-l)} \cos \alpha(x-l) - e^{-\alpha(x-a)} \cos \alpha(x-a)]; \tag{149}$$

полубесконечная балка с сосредоточенной силой P_0 и моментом M_0 на конце (рис. 72):

$$\omega(x) = \left(\frac{2\alpha}{k_0 b} P_0 - \frac{2\alpha^2}{k_0 b} M_0\right) e^{-\alpha x} \cos \alpha x + \frac{2\alpha^2}{k_0 b} M_0 e^{-\alpha x} \sin \alpha x, \tag{150}$$

Рис. 72. Схема к расчету полубесконечной балки



что для сечения $x = 0$ дает

$$\omega(0) = \frac{2a}{k_0 b}(P_0 - aM_0); \tag{151}$$

$$\omega'(0) = -\frac{2a^2}{k_0 b}(P_0 - 2aM_0). \tag{152}$$

Для сооружений ограниченной длины, таких как балки, опорные плиты, при любом числе сосредоточенных сил P_i, равномерно распределенных нагрузок q_j и приложенных изгибающих моментов M_k функция $\omega(x)$ будет определяться из условия

$$\omega(x) = F_0(x) + \Phi(x), \tag{153}$$

в котором

$$F_0(x) = \omega(0) Y_1 + \frac{1}{a}\delta(0) Y_2; \tag{154}$$

$$\Phi(x) = \Sigma \Phi_{P_i}(x) + \Sigma \Phi_{q_j}(x) + \Sigma \Phi_{M_k}(x), \tag{155}$$

где $\omega(0)$ – осадка в сечении $x = 0$; $\delta(0)$ – угол поворота сечения $x = 0$; $\Phi_{P_i}(x) = \frac{P_i}{Da^3} Y_4(x - a_i)$ – составляющая функции $\Phi(x)$ от действия сосредоточенной силы P_i, приложенной в точке a_i; $\Phi_{q_j}(x) = \frac{q_i}{k_0 b}[1 - Y_1(x - a_j')] - \frac{q_j}{k_0 b}[1 - Y_1(x - a_j'')]$ – составляющая функции $\Phi(x)$ от действия равномерно распределенной нагрузки q, приложенной на участке от a_j' до a_j''; $\Phi_{M_k}(x) = \frac{M_k}{Da^2}$ x x $Y_3(x - a_k)$ – составляющая функции $\Phi(x)$ от действия изгибающего момента M_k, приложенного в точке a_k.

Осадку $\omega(0)$ и угол поворота сечения $\delta(0)$ в точке $x = 0$ определяют из соотношений:

$$\omega(0) = \frac{CY_3(l) - BY_4(l)}{Y_3^2(l) - Y_2(l) Y_4(l)}; \tag{156}$$

$$\delta(0) = \frac{BY_3(l) - CY_2(l)}{Y_3^2(l) - Y_2(l) Y_4(l)} a, \tag{157}$$

где C и B – коэффициенты, которые находят по формулам:

$$C = \frac{1}{4a^2}\Phi''(l); \tag{158}$$

$$B = \frac{1}{4a^3}\Phi'''(l). \tag{159}$$

Для отыскания производных от функций $F(x)$ и $\Phi(x)$ можно пользоваться преобразованиями функций Л.Н. Крылова (табл. 88).

Так, для случая нагружения балки ограниченной длины при отсутствии на ее конце $x = l$ изгибающего момента и сосредоточенной силы $[M(l) = 0;\ P(l) = 0]$ итоговые зависимости для определения $\omega(x)$, $\varphi(x)$, $\delta(x)$, $M(x)$ и $Q(x)$ будут иметь вид:

$$\omega(x) = F_0(x) + \Phi(x); \tag{160}$$

$$\varphi(x) = bk_0\omega(x); \tag{161}$$

$$\delta(x) = \omega'(x) = F_0'(x) + \Phi'(x); \tag{162}$$

$$M(x) = -D[F_0''(x) + \Phi''(x)]; \tag{163}$$

$$Q(x) = -D[F_0'''(x) + \Phi'''(x)], \tag{164}$$

где

$$F_0(x) = \omega(0)Y_1(x) + \frac{1}{a}\delta(0)Y_2(x); \tag{165}$$

$$F_0'(x) = -4a\omega(0)Y_4(x) + \delta(0)Y_1(x); \tag{166}$$

$$F_0''(x) = -4a^2\omega(0)Y_3(x) - 4a\delta(0)Y_4(x); \tag{167}$$

$$F_0'''(x) = -4a^3\omega(0)Y_2(x) - 4a^2\delta(0)Y_3(x) \tag{168}$$

Таблица 88. **Преобразования функций Л.Н. Крылова**

Y	Y^{I}	Y^{II}	Y^{III}	Y^{IV}
Y_1	$-4aY_4$	$-4a^2Y_3$	$-4a^3Y_2$	$-4a^4Y_1$
Y_2	aY_1	$-4a^2Y_4$	$-4a^3Y_3$	$-4a^4Y_2$
Y_3	aY_2	a^2Y_1	$-4a^3Y_4$	$-4a^4Y_3$
Y_4	aY_3	a^2Y_2	a^3Y_1	$-4a^4Y_4$

и

$$\Phi(x) = \frac{1}{D\alpha^3}\Sigma P_i Y_4(x-a_i) + \frac{1}{k_0 b}\Sigma q_i\Big\{[1 - Y_1(x-a_j')] - [1 - Y_1(x-a_j')]\Big\} - \frac{1}{D\alpha^2}\Sigma M_k Y_3(x-a_k); \quad (169)$$

$$\Phi'(x) = \frac{1}{D\alpha^2}\Sigma P_i Y_3(x-a_i) - \frac{4\alpha}{k_0 b}\Sigma q_j [Y_4(x-a_j'') - Y_4(x-a_j')] - \frac{1}{D\alpha}\Sigma M_k Y_2(x-a_k); \quad (170)$$

$$\Phi''(x) = \frac{1}{D\alpha}\Sigma P_i Y_2(x-a_i) - \frac{4\alpha^2}{k_0 b}\Sigma q_j [Y_3(x-a_j'') - Y_3(x-a_j')] - \frac{1}{D}\Sigma M_k Y_1(x-a_k); \quad (171)$$

$$\Phi'''(x) = \frac{1}{D}\Sigma P_i Y_1(x-a_i) - \frac{4\alpha^3}{k_0 b}\Sigma q_j [Y_2(x-a_j'') - Y_3(x-a_j')] + \frac{4\alpha}{D}\Sigma M_k Y_4(x-a_k). \quad (172)$$

Для сечений x, в которых аргумент функций А.Н. Крылова αx имеет значение, меньшее или равное 0, следует принимать следующие значения функций: $Y_1 = 1$; $Y_2 = 0$; $Y_3 = 0$; $Y_4 = 0$.

Укрупненный алгоритм расчета параметров взаимодействия сооружения конечной жесткости и основания можно представить следующим образом.

I. Вычисляют момент инерции I, жесткость D и коэффициент жесткости α для рассматриваемой расчетной схемы.

II. Определяют вид функции $\Phi(x)$ и ее производных $\Phi''(x)$ и $\Phi'''(x)$ по формулам (169), (171), (172) с учетом действующих в заданной расчетной схеме нагрузок и моментов и их значения при $x = l$, т.е. $\Phi''(l)$ и $\Phi'''(l)$, находя значения $Y_1 - Y_4$ (см. табл. 87).

III. Вычисляют значения коэффициентов B и C по формулам соответственно (158), (159).

IV. Вычисляют значения $\omega(0)$ и $\delta(0)$ по формулам соответственно (156), (157), определим значения $Y_2(l)$, $Y_3(l)$ и $Y_4(l)$ (см. табл. 87).

V. Формируют уравнения для определения искомых величин $\omega(x)$, $\varphi(x)$, $\delta(x)$, $M(x)$ или $Q(x)$, используя формулы (160)–(172), оставляя в них те члены, которым соответствуют нагрузки P_i, q_j и моменты M_k в заданной расчетной схеме, и подставляя координаты точек их приложения $a_{i,j,k}$.

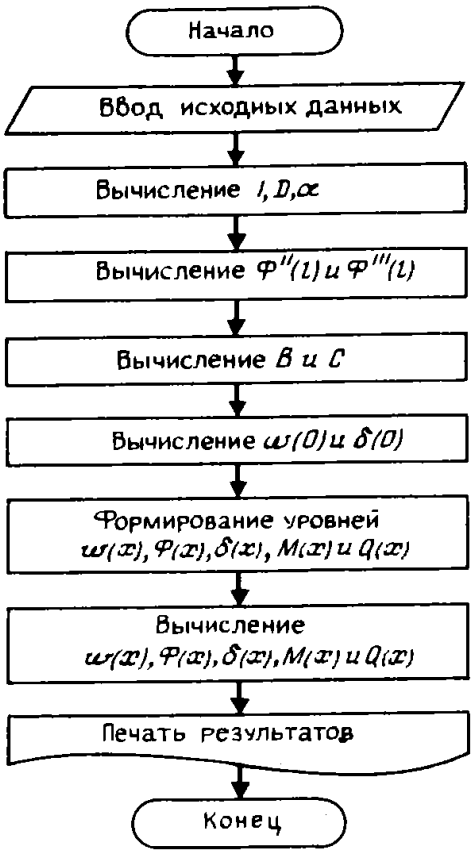


Рис. 73. Укрупненная блок-схема алгоритма расчета контактных напряжений по подошве сооружений конечной жесткости

VI. Находят искомые значения, подставляя координаты точек x, для которых необходимо найти значения $\omega(x)$, $\varphi(x)$, $\delta(x)$, $M(x)$ или $Q(x)$, в полученные уравнения и определяя (см. табл. 87) значения функций А.Н. Крылова для конкретных значений $\alpha(x - a_{i,j,k})$.

Блок-схема алгоритма приведена на рис. 73.

Задача 63. Подземный трубопровод диаметром $D_н$ с толщиной стенок труб t нагружен сосредоточенной силой P. Определить прогибы $\omega(x)$ и реакции $\varphi(x)$ основания, а также перерезывающие силы $Q(x)$ и изгибающие моменты $M(x)$ в сечениях трубопровода $x = 0$ и $x = a$. Исходные данные по грунту основания; коэффициент постели k_0, коэффициент Пуассона μ. Модуль упругости металла труб принять $E = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа (табл. 89).

Решение. 1. Применительно к заданным численным значениям находим:

а) момент инерции сечения трубопроводов

$$I = \frac{\pi (D_н^4 - D_{вн}^4)}{64} = \frac{3{,}1416 (1{,}02^4 - 0{,}978^4)}{64} = 7{,}857 \cdot 10^3 \text{ м}^4;$$

б) жесткость трубопровода D

$$D = EI = 2{,}1 \cdot 10^5 \cdot 7{,}857 \cdot 10^3 = 1650 \text{ МН}\cdot\text{м}^2;$$

в) коэффициент жесткости (с учетом $b = D_н$)

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_0 b}{4D}} = \sqrt[4]{\frac{5 \cdot 1{,}02}{4 \cdot 1650}} = 0{,}167 \text{ м}^{-1}.$$

Таблица 89. **Исходные данные к задаче 63**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$D_н$, м	1,02	0,72	1,22	0,82	1,42
t, 10^{-2} м	2,1	1,2	1,6	1,4	2
P, МН	0,8	0,5	1	0,7	1,2
a , м	10	9	14	11	20
k_0, МН/м^3	5	2,5	3,5	4	2,5
μ	0,2	0,35	0,3	0,25	0,4

Продолжение табл. 89

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$D_н$, м	1,02	0,72	1,22	0,82	1,42
t, 10^{-2} м	1,1	0,9	1,2	1	1,4
P, МН	1	0,8	1,1	0,9	1,3
a, м	8	5	12	7	15
k_0, МН/м^3	4	3	8	2	4,5
μ	0,3	0,35	0,2	0,4	0,25

2. Запишем выражения для определения искомых величин.

Прогибы основания $\omega(x)$ определим по формуле (146). Реакции основания найдем по формуле (142) с учетом выражения (146):

$$\varphi(x) = bk_0\omega(x) = \frac{bk_0P}{8Da^3}\,e^{-ax}(\cos ax + \sin ax).$$

Выражения для определения изгибающих моментов $M(x)$ и перерезывающих сил $Q(x)$ в трубопроводе определим из формул соответственно (144) и (145), дифференцируя уравнение (146):

$$M(x) = -D\omega''(x) = -D\frac{P}{8Da^3}\,2a^2\,e^{-ax}(\cos ax - \sin ax) =$$

$$= \frac{P}{4a}\,e^{-ax}(\cos ax - \sin ax);$$

$$Q(x) = -D\omega'''(x) = -D\frac{P}{8Da^3}\,4a^3e^{-ax}(\cos ax =$$

$$= -\frac{P}{2}\,e^{-ax}\cos ax.$$

3. По полученным выражениям вычисляем искомые значения при заданных аргументах.

При $x = 0$ $ax = 1{,}67 \cdot 10^{-3} \cdot 0 = 0$,

$$\omega(x=0) = \frac{0,8}{8 \cdot 1650 \cdot (0,167)^3} \cdot e^0(\cos 0 + \sin 0) = 0,013 \text{ м};$$

$$\varphi(x=0) = 1,02 \cdot 5 \cdot 0,013 = 0,0663 \text{ МН/м};$$

$$M(x=0) = -\frac{0,8}{4 \cdot 0,167} e^{-0}(\cos 0 - \sin 0) = -1,197 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q(x=0) = -\frac{0,8}{2} e^0 (\cos 0 = -0,4 \text{ МН}.$$

При $x = 10$ м, $\alpha x = 0,167 \cdot 10 = 1,67$,

$$\omega(x=10) = \frac{0,8}{8 \cdot 1650 \cdot 0,167^3} e^{-1,67}(\cos 1,67 + \sin 1,67) =$$

$$= 0,219 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$\varphi(x=10) = 1,02 \cdot 5 \cdot 0,219 \cdot 10^{-2} = 11,17 \text{ КН/м};$$

$$M(x=10) = -\frac{0,8}{4 \cdot 0,167} e^{-1,67}(\cos 1,67 - \sin 1,67) = 0,206 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$Q(x=10) = -\frac{0,8}{2} e^{-1,67} \cos 1,67 = 7,46 \cdot 10^{-3} \text{ МН}.$$

Задача 64. Построить эпюры осадок $\omega(x)$, реакций основания $\varphi(x)$, моментов $M(x)$ и поперечных сил $Q(x)$ для фундаментной плиты (рис. 74). Исходные данные по плите: модуль упругости $E_п = 20 \cdot 10^3$ МПа, коэффициент Пуассона $\mu_п = 0,2$, толщина плиты $h = 0,15$ м, ширина плиты $b = 1$ м, длина плиты l указана (см. рис. 74). Коэффициент постели основания $k_0 = 30$ мН/м^3.

Решение. 1. Вычисляем расчетные параметры плиты и основания:

а) момент инерции

$$I_п = bh^3/12 = \frac{1 \cdot 0,15^3}{12} = 28,125 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4,$$

б) цилиндрическая жесткость плиты

$$D = \frac{E_п I_п}{1 - \mu_п^2} = \frac{20 \cdot 10^3 \cdot 28,125 \cdot 10^{-5}}{1 - 0,2^2} = 5,859 \text{ МН} \cdot \text{м}^2,$$

в) коэффициент жесткости

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_0 b}{4D}} = \sqrt[4]{\frac{30 \cdot 1}{4 \cdot 5,859}} = 1,064 \text{ м}^{-1}.$$

2. Определяем вид функции $\Phi(x)$, ее производных $\Phi''(x)$ и $\Phi'''(x)$ и их значения при $x = l$.

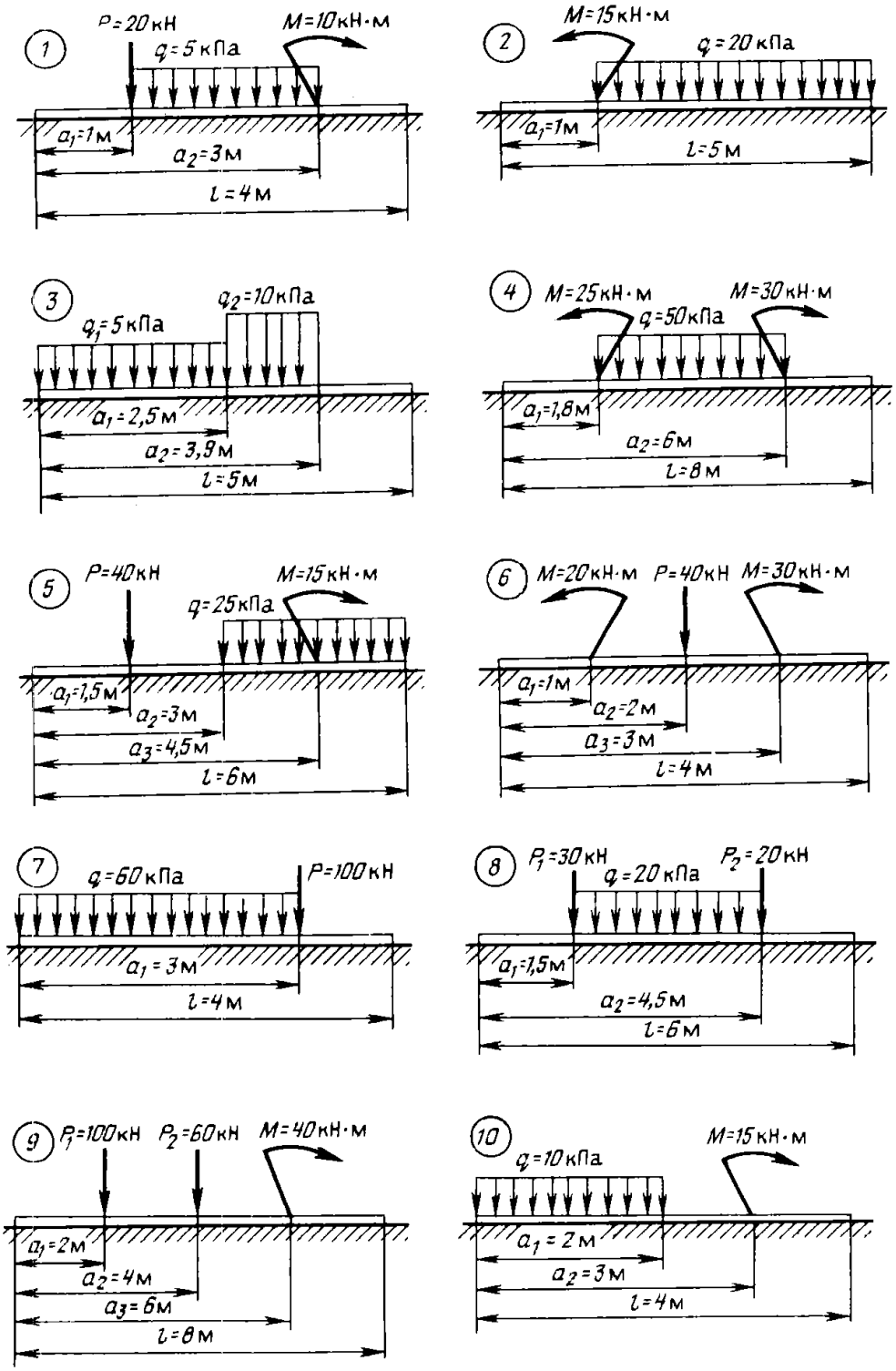


Рис. 74. Расчетные схемы фундаментной плиты

Функция $\Phi(x)$ формируется набором составляющих от каждой из нагрузок, приложенных к плите:

составляющая от сосредоточенной нагрузки P, приложенной в точке a_1, будет иметь вид

$$\Phi_P(x) = \frac{P}{D\alpha^3} Y_4(x-a_1);$$

составляющая от равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q, действующей на участке от a_1 до a_2, будет иметь вид

$$\Phi_q(x) = \frac{q}{k_0 b}[1 - Y_1(x-a_1)] - \frac{q}{k_0 b}[1 - Y_1(x-a_2)];$$

составляющая от изгибающего момента M, приложенного в точке a_2,

$$\Phi_M(x) = -\frac{M}{D\alpha^2} Y_3(x-a_2).$$

Полный вид функции $\Phi(x)$ определяем как сумму составляющих от каждого вида нагрузок:

$$\Phi(x) = \Phi_P(x) + \Phi_q(x) + \Phi_M(x) = \frac{P}{D\alpha^3} Y_4(x-a_1) +$$

$$+ \frac{q}{k_0 b}[Y_1(x-a_2) - Y_1(x-a_1)] - \frac{M}{D\alpha^2} Y_3(x-a_2).$$

Производные функции $\Phi''(x)$ и $\Phi'''(x)$ находим, проводя дифференцирование полученной для заданной расчетной схемы функции $\Phi(x)$ (см. табл. 88), т.е. для

$$\Phi''(x) = \frac{P}{D\alpha^3} Y_4''(x-a_1) + \frac{q}{k_0 b}[Y_1''(x-a_2) -$$

$$- Y''(x-a_1)] - \frac{M}{D\alpha^2} Y_3''(x-a_2) =$$

$$= \frac{P}{D\alpha^3} \alpha^2 Y_2(x-a_1) + \frac{q}{k_0 b}[-4\alpha^2 Y_3(x-a_2) +$$

$$+ 4\alpha^2 Y_3(x-a_1)] - \frac{M}{D\alpha^2} \alpha^2 Y_1(x-a_2) =$$

$$= \frac{P}{D\alpha} Y_2(x-a_1) - \frac{4q\alpha^2}{k_0 b}[Y_3(x-a_2) -$$

$$- Y_3(x-a_1)] - \frac{M}{D} Y_1(x-a_2),$$

или использовав готовые формулы (171) и (172), например, для

$$\Phi'''(x) = \frac{1}{D}\Sigma P_i Y_1(x-a_i) - \frac{4a^3}{k_0 b}\Sigma q_j [Y_2(x-a_j'') -$$

$$- Y_2(x-a_j')] + \frac{4a}{D}\Sigma M_k Y_4(x-a_k) =$$

$$= \frac{P}{D} Y_1(x-a_1) - \frac{4a^3 q}{k_0 b}[Y_2(x-a_2) - Y_2(x-a_1)] +$$

$$+ \frac{4aM}{D} Y_4(x-a_2).$$

Определяем значения $\Phi''(l)$ и $\Phi'''(l)$, подставляя в полученные формулы исходные данные и определяя функции А.Н. Крылова для $x = l$ (табл. 90):

$$\Phi''(l) = \frac{20\cdot 10^{-3}}{5{,}859\cdot 1{,}064} Y_2(4-1) - \frac{4\cdot 5\cdot 10^{-3}\cdot 1{,}064^2}{30\cdot 1}[Y_3(4-3) -$$

$$- Y_3(4-1)] - \frac{10\cdot 10^{-3}}{5{,}859} Y_1(4-1) = 3{,}21\cdot 10^{-3}\cdot(-6{,}38) -$$

$$- 7{,}55\cdot 10^{-4}\cdot[0{,}561 + 0{,}347] - 1{,}71\cdot 10^{-3}\cdot 0{,}785 = -22{,}42\cdot 10^{-3}\ \text{м};$$

$$\Phi'''(l) = \frac{20\cdot 10^{-3}}{5{,}859} Y_1(4-1) - \frac{4\cdot 5\cdot 10^{-3}\cdot 1{,}064^3}{30\cdot 1}[Y_2(4-3) -$$

$$- Y_2(4-1)] + \frac{4\cdot 10\cdot 10^{-3}\cdot 1{,}064}{5{,}859} Y_4(4-3) =$$

$$= 3{,}413\cdot 10^{-3}\cdot(-12{,}18) - 0{,}803\cdot 10^{-3}[1{,}018 + 6{,}38] +$$

$$+ 7{,}264\cdot 10^{-3}\cdot 0{,}201 = -46{,}05\cdot 10^{-3}\ \text{м}.$$

3. Находим коэффициенты C и B по формулам соответственно (158), (159):

$$C = \frac{1}{4\cdot 1{,}064^2}\cdot(-22{,}42\cdot 10^{-3}) = -4{,}95\cdot 10^{-3};$$

$$B = \frac{1}{4\cdot 1{,}064^3}(-46{,}05\cdot 10^{-3}) = -9{,}56\cdot 10^{-3}.$$

4. Вычисляем начальные параметры $\omega(0)$ и $\delta(0)$ по формулам (156), (157). Для $\alpha l = 1{,}064\cdot 4 = 4{,}256$ находим $Y_2(l) = -23{,}6$; $Y_3(l) = -15{,}82$; $Y_4(l) = -4{,}03$ (см. табл. 87).

Подставив найденные функции А.Н. Крылова в формулы (156), (157), определим для концевого сечения ($x = 0$) осадки $\omega(0)$ и углы поворота относительно вертикали $\delta(0)$:

Таблица 90. **Значения функций А.Н. Крылова для αx**

x, м	αx	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4
0	0	1	0	0	0
0,5	0,532	0,985	0,53	0,143	0,073
1	1,064	0,785	1,018	0,561	0,201
1,5	1,596	–0,065	1,253	1,182	0,657
2	2,128	–2,259	0,706	1,754	1,452
2,5	2,66	–6,374	–1,5	1,64	2,406
3	3,192	–12,18	–6,38	–0,347	2,877
3,5	3,724	–17,29	–14,35	–5,709	1,459
4	4,256	–15,47	–23,6	–15,82	–4,03

$$\omega(0) = \frac{-4{,}95 \cdot 10^{-3}\,(-15{,}82) - 9{,}56 \cdot 10^{-3} \cdot 4{,}03}{(-15{,}82)^2 - 23{,}6 \cdot 4{,}03} = 0{,}2554 \cdot 10^{-3}\ \text{м};$$

$$\delta(0) = 1{,}064 \cdot \frac{-9{,}56 \cdot 10^{-3}\,(-15{,}82) - 4{,}95 \cdot 10^{3} \cdot 23{,}6}{(-15{,}82)^2 - 23{,}6 \cdot 4{,}03} =$$

$$= 0{,}2361 \cdot 10^{-3}.$$

5. Формируем уравнения для определения искомых величин $\omega(x)$, $\varphi(x)$, $M(x)$ и $Q(x)$, используя формулы (160)–(172) и оставляя в них те члены, которым соответствуют сосредоточенные P_i и равномерно распределенные q_i нагрузки и моменты M_k в заданной расчетной схеме, и подставляя числовые значения координат точек их приложения $a_{i,j,k}$.

Так, для определения осадок основания и прогибов плиты формула (160) примет вид

$$\omega(x) = F_0(x) + \Phi(x) = \omega(0)\,Y_1(x) + \frac{1}{\alpha}\,\delta(0)\,Y_2(x) +$$

$$+ \frac{P}{D\alpha^3}\,Y_4(x-1) + \frac{q}{k_0 b}\,[1 - Y_1(x-1)] - \frac{q}{k_0 b}\,[1 -$$

$$- Y_1(x-3)] + \frac{M}{D\alpha^2}\,Y_3(x-3) = 0{,}2554 \cdot 10^{-3} Y_1(x) +$$

$$+ 0{,}222 \cdot 10^{-3} Y_2(x) + 3{,}632 \cdot 10^{-3} Y_4(x-1) + 0{,}167 \cdot 10^{-3}\,[1 -$$

$$- Y_1(x-1)] - 0{,}167 \cdot 10^{-3}\,[1 - Y_1(x-3)] - 1{,}5075\,Y_3(x-3).$$

Для первого участка $0 < x \leqslant 1$ следует оставить только первые два члена этого уравнения, для второго участка $1 < x \leqslant 3$ – первый, второй, третий и четвертый члены, для третьего участка $3 < x \leqslant 4$ – все члены полученного решения.

Для вычисления $\omega(x)$ предварительно определяем функции А.Н. Крылова для всех аргументов, используемых в расчетах (табл. 91 и 92).

Определение $\omega(x)$ для плиты различных сечений удобно проводить в табличной форме, вычисляя каждый член и проводя их суммирование (табл. 93).

Реакции основания $\varphi(x)$ определим по формуле (161) для каждого из выбранных значений x по вычисленному значению $\omega(x)$ (см. табл. 93).

В соответствии с выражениями (163), (167), (171) и (164), (168), (172) применительно к заданной расчетной схеме формируем уравнения для определения изгибающих моментов в плите

$$M(x) = -D[F_0''(x) + \Phi''(x)] = -D[-4\alpha^2\omega(0)Y_3(x) -$$

$$-4\alpha\delta(0)Y_4(x) + \frac{P}{D\alpha}Y_2(x-1) + \frac{4\alpha^2 q}{k_0 b}Y_3(x-1) -$$

$$- \frac{4\alpha^2 q}{k_0 b}Y_3(x-3) - \frac{M}{D}Y_1(x-3)] =$$

$$= -5{,}859\,[-1{,}1565 \cdot 10^{-3}Y_3(x) - 1{,}0046 \cdot 10^{-3}Y_4(x) +$$

$$+3{,}208 \cdot 10^{-3}Y_2(x-1) + 0{,}755 \cdot 10^{-3}Y_3(x-1) -$$

$$- 0{,}755\,Y_3(x-3) - 1{,}707 \cdot 10^{-3}(x-3)]$$

Таблица 91. **Значения функций А.Н. Крылова для $\alpha(x-1)$**

x, м	$\alpha(x-1)$	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4
1	0	1	0	0	0
1,5	0,532	0,985	0,53	0,143	0,073
2	1,064	0,785	1,018	0,561	0,201
2,5	1,596	–0,065	1,253	1,182	0,657
3	2,128	–2,259	0,706	1,754	1,452
3,5	2,660	–6,374	–1,5	1,64	2,406
4	3,192	–12,18	–6,38	–0,347	2,877

Таблица 92. **Значения функций А.Н. Крылова для $\alpha(x-3)$**

x, м	$\alpha(x-3)$	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4
3	0	1	0	0	0
3,5	0,532	0,985	0,530	0,143	0,073
4	1,064	0,785	1,018	0,561	0,201

Таблица 93. **Результаты вычислений осадок основания $\omega(x)$ и реакций основания $\varphi(x)$**

x, м	$\omega(0)\,Y_1(x)$	$\frac{1}{\alpha}\delta(0)\,Y_2(x)$	$\frac{P}{D\alpha^3}Y_4(x-1)$	$\frac{q}{k_0 b}[1-Y_1(x-1)]$	$\frac{q}{k_0 b}[1-Y_1(x-3)]$	$\frac{M}{D\alpha^2}Y_3(x-3)$	$\omega(x)$	$\varphi(x)=b k_0\,\omega(x)$
0	0,255	0	0	0	0	0	0,255	0,765
0,5	0,252	0,118	0	0	0	0	0,37	1,11
1	0,2	0,226	0	0	0	0	0,426	1,278
1,5	−0,017	0,278	0,265	0,003	0	0	0,529	1,587
2	−0,577	−0,157	0,73	0,036	0	0	0,032	0,096
2,5	−1,628	−0,333	2,386	0,178	0	0	0,603	1,809
3	−3,111	−1,416	5,274	0,544	0	0	1,291	3,873
3,5	−4,416	−3,186	8,738	1,231	0,003	0,216	2,581	7,743
4	−3,951	−5,239	10,449	2,201	0,036	0,846	4,27	12,81

Таблица 94. **Результаты вычислений изгибающих моментов $M(x)$**

x, м	$4\alpha^2\omega(0)Y_3(x)$	$4\alpha\delta(0)Y_4(x)$	$\frac{P}{D\alpha}Y_2(x-1)$	$\frac{4\alpha^2 q}{k_0 b}Y_3(x-1)$	$\frac{4\alpha^2 q}{k_0 b}Y_3(x-3)$	$\frac{M}{D}Y_1(x-3)$	Σ	$M(x)$, кН · м
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,165	0,073	0	0	0	0	−0,238	1,395
1	0,649	0,202	0	0	0	0	−0,851	4,986
1,5	1,367	0,660	1,7	0,108	0	0	−0,219	1,283
2	2,029	1,459	3,266	0,424	0	0	0,202	−1,184
2,5	1,897	2,417	4,02	0,892	0	0	0,598	−3,504
3	−0,401	2,89	2,265	1,324	0	0	1,1	−6,445
						1,707	−0,607	3,555
3,5	−6,602	1,466	−4,812	1,238	0,108	1,681	−0,227	1,33
4	−18,364	−4,049	−20,387	−0,262	0,424	1,34	0	0

Таблица 95. **Результаты вычислений поперечных сил $Q(x)$**

x, м	$4\alpha^3\omega(0)Y_2(x)$	$4\alpha^2\delta(0)Y_3(x)$	$\frac{P}{D}Y_1(x-1)$	$\frac{4\alpha^3 q}{k_0 b}Y_2(x-1)$	$\frac{4\alpha^3 q}{k_0 b}Y_2(x-3)$	$\frac{4\alpha M}{D}Y_4(x-3)$	Σ	$Q(x)$, кН
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,652	0,153	0	0	0	0	−0,805	4,717
1	0,253	0,6	0	0	0	0	−1,853	10,858
			3,413				1,560	−9,142
1,5	1,542	1,264	3,362	0,426	0	0	0,982	−5,754
2	0,869	1,875	2,679	0,818	0	0	0,753	−4,412
2,5	−1,846	1,753	−0,222	1,006	0	0	0,877	−5,139
3	−7,851	−0,371	−7,711	0,567	0	0	1,078	−6,316
3,5	−17,658	−6,103	−21,756	−1,205	0,426	0,53	0,904	−5,297
4	−29,04	−16,912	−41,471	−5,123	0,818	1,46	0	0

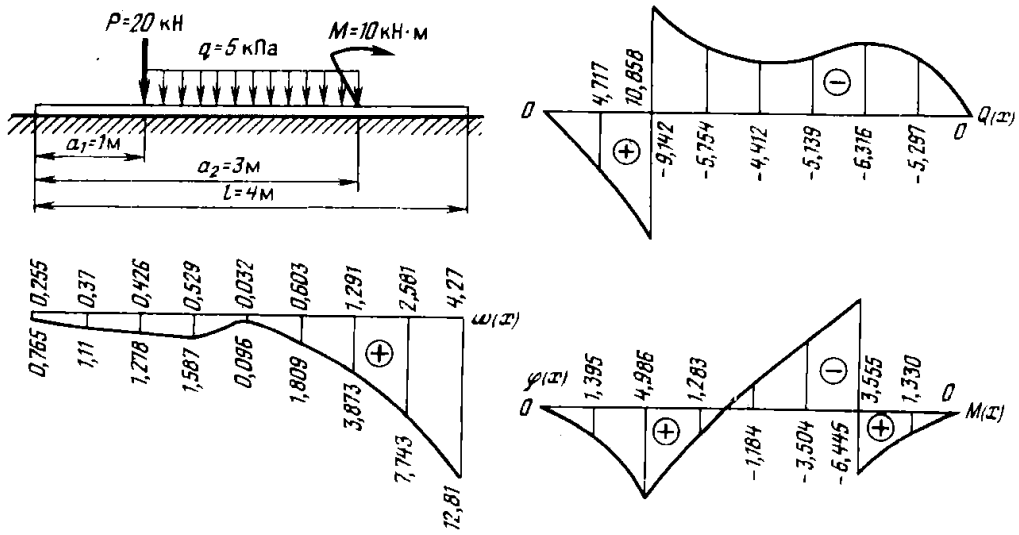


Рис. 75. Эпюры $\omega(x)$, $\varphi(x)$, $Q(x)$ и $M(x)$ к задаче 64

и перерезывающих сил

$$Q(x) = -D[F_0'''(x) + \Phi'''(x)] = -D[-4\alpha^3\omega(0)\,Y_2(x) -$$

$$-4\alpha^2\delta(0)\,Y_3(x) + \frac{P}{D}Y_1(x-1) + \frac{4\alpha^3 q}{k_0 b}Y_2(x-1) -$$

$$-\frac{4\alpha^3 q}{k_0 b}Y_2(x-3) + \frac{4\alpha M}{D}Y_4(x-3)] =$$

$$= 5{,}859\,[-1{,}2305\cdot 10^{-3}Y_2(x) - 1{,}069\cdot 10^{-3}Y_3(x) +$$

$$+ 3{,}4133\cdot 10^{-3}Y_1(x-1) + 0{,}803\cdot 10^{-3}Y_2(x-1) -$$

$$- 0{,}803\cdot 10^{-3}Y_2(x-3) + 7{,}2635\cdot 10^{-3}Y_4(x-3).$$

Для различных участков выбирают члены, соответствующие принимаемым в выражении для прогибов $\omega(x)$. Вычисления $M(x)$ и $Q(x)$ проводят аналогично описанным выше для $\omega(x)$ и оформляют в виде табл. 94 и 95. По полученным в результате решения задачи значениям $\omega(x)$, $M(x)$ и $Q(x)$ строят эпюры (рис. 75).

ГЛАВА 7

РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ НА МЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

19. РАСЧЕТ ГЛУБИНЫ СЕЗОННОГО ОТТАИВАНИЯ И ПРОМЕРЗАНИЯ ГРУНТОВ

Нормативную глубину сезонного оттаивания грунта $H_т^н$ определяют по формуле

$$H_т^н = \sqrt{2\lambda_т \tau_1 \Delta_1 / q_1 + R_1^2} - R_1, \tag{173}$$

где

$$\tau_1 = 1{,}15\,\tau_в + 360; \tag{174}$$

$$\Delta_1 = 1{,}4\,t_в + 2{,}4 - t^*; \tag{175}$$

$$R_1 = Q/(2q_1); \tag{176}$$

$$Q = (0{,}25 - \tau_1/3600)\,(t_м - t^*)\,k_{ср}\sqrt{\lambda_м c_м \tau_1}\ ; \tag{177}$$

$$q_1 = \rho\,(w_с - w'_н)\,\gamma_{ск.м} + (\tau_1/7500 - 0{,}1)\,[c_т\Delta_1 - c_м\,(t_м - t^*)]; \tag{178}$$

$\lambda_т$, $\lambda_м$ – коэффициент теплопроводности соответственно талого и мерзлого грунта; $c_т$, $c_м$ – объемная темлоемкость соответственно талого и мерзлого грунта; $t_в$, $\tau_в$ – соответственно средняя температура воздуха за период положительных температур и продолжительность периода с положительными температурами воздуха; $t_м$ – температура вечномерзлого грунта на глубине 10 м; ρ – удельная теплота плавления льда, равная 34,16 кДж/кг; t^* – температура начала замерзания грунта; $\gamma_{ск.м}$ – удельный вес скелета мерзлого грунта; $w_с$ – суммарная влажность грунта; $w'_н$ – влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды при температуре $0{,}5\,t_{ср}$; $k_{ср}$ – коэффициент (табл. 96).

$$t_{ср} = (t_м - t^*)\,(\tau_1/3600 - 0{,}22). \tag{179}$$

Влажность грунта за счет незамерзшей воды

$$w'_н = k_н w_р, \tag{180}$$

где $k_н$ – коэффициент (табл. 97); $w_р$ – влажность грунта на границе раскатывания.

Таблица 96. **Значения коэффициента $k_{ср}$**

$t_{ср}$, °С	$k_{ср}$ при $c_м$, кДж/(м³ · °С)		
	1260	1680	2100
−1	6,8	5,9	5,3
−2	5,2	4,5	4
−4	3,7	3,2	2,8
−6	3	2,6	2,3
−8	2,5	2,2	1,9
−10	1,8	1,6	1,4

Таблица 97. **Значения коэффициента $k_н$**

Грунт	Число пластичности в долях единицы $I_р$	$k_н$ при температуре грунта, °С						
		−0,3	−0,5	−1	−2	−4	−6	−10
Пески и супеси	$I_р \leqslant 0{,}02$	0	0	0	0	0	0	0
Супеси	$0{,}02 < I_р \leqslant 0{,}07$	0,6	0,5	0,4	0,35	0,3	0,28	0,25
Суглинки	$0{,}07 < I_р \leqslant 0{,}13$	0,7	0,65	0,6	0,5	0,45	0,43	0,4
Суглинки	$0{,}13 < I_р \leqslant 0{,}17$	–	0,75	0,65	0,55	0,5	0,48	0,45
Глины	$I_р > 0{,}17$	–	0,95	0,9	0,65	0,6	0,58	0,55

Нормативная глубина сезонного промерзания

$$H_м^н = \sqrt{2\lambda_м (t^* - t'_в)\tau'_в / q_2}, \qquad (181)$$

где

$$q_2 = \rho (w_с - w''_н)\gamma_{ск.м} - 0{,}5\, c_м (t^* - t'_в), \qquad (182)$$

$t'_в$ и $\tau'_в$ – соответственно средняя температура воздуха за период отрицательных температур и продолжительность периода с отрицательными температурами воздуха; $w''_н$ – влажность грунта за счет незамерзшей воды при температуре $t_н = 0{,}5\,(t'_в + t^*)$.

Задача 65. Определить нормативную глубину сезонного протаивания суглинка по результатам исследований (табл. 98), если средняя температура воздуха за период положительных температур $t_в = 8$ °С, а средняя продолжительность этого периода $\tau_в = 2500$ ч.

Решение. По формулам (174) и (175) вычисляем

$$\tau_1 = 1{,}15\,\tau_в + 360 = 1{,}15 \cdot 2500 + 360 = 3254 \text{ ч};$$

$$\Delta_1 = 1{,}4 t_в + 2{,}4 - t^* = 1{,}4 \cdot 8 + 2{,}4 + 1{,}1 = 14{,}7 \text{ °С}.$$

Таблица 98. **Исходные данные к задаче 65**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$t_м$, °С	–4	–1,5	–2,5	–3,1	–4,4
t^*, °С	–1,1	–0,8	–0,95	–1,05	–1,4
$\lambda_т$, Вт/(м · °С)	1,1	0,87	1,34	1,57	1,45
$\lambda_м$, Вт/(м · °С)	1,22	0,99	1,51	1,69	1,57
$c_т$, кДж/(м^3 · °С)	2470	2380	2390	2660	3020
$c_м$, кДж/(м^3 · °С)	1804	1780	1880	2090	2520
$\gamma_{ск.м} \cdot 10^3$ Н/м^3	13,72	13,72	13,72	13,72	13,72
$w_с$	0,2	0,15	0,2	0,25	0,3
$w_р$	0,1	0,06	0,11	0,16	0,11
$I_р$	0,08	0,08	0,08	0,08	0,16

Продолжение табл. 98

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$t_м$, °С	–3,0	–2,0	–4,0	–2,6	–7
t^*, °С	–1,25	–0,7	–1,45	–1,1	–1,05
$\lambda_т$, Вт/(м · °С)	1,57	1,63	1,57	1,39	2,15
$\lambda_м$, Вт/(м · °С)	1,8	1,74	1,86	1,63	2,38
$c_т$, кДж/(м^3 · °С)	3040	2820	2390	2200	2870
$c_м$, кДж/(м^3 · °С)	2305	2210	1990	1780	2210
$\gamma_{ск.м} \cdot 10^3$ Н/м^3	11,76	15,68	13,72	13,72	15,68
$w_с$	0,4	0,2	0,2	0,15	0,2
$w_р$	0,23	0,1	0,13	0,1	0,14
$I_р$	0,08	0,08	0,017	0,016	0,08

Для определения $k_{ср}$ и $w'_н$ найдем предварительно по формуле (179)

$$t_{ср} = (t_м - t^*)\left(\frac{\tau_1}{3600} - 0{,}22\right) = (-4 + 1{,}1)\left(\frac{3235}{3600} - 0{,}22\right) =$$

$$= -1{,}97\ °С.$$

Отсюда для суглинка при $t_{ср} = -1{,}97$ °С и $c_м = 1804$ кДж/(м^3 х х °С), интерполируя, находим $k_{ср} = 4{,}29$, $k_н = 0{,}602$ и по формуле (180)

$$w'_н = k_н w = 0{,}602 \cdot 0{,}1 = 0{,}0602.$$

Подставляяя исходные данные и расчетные параметры в выражения (177), (178) и (176), получаем

$$Q = (0{,}25 - 3235/3600)(-4 + 1{,}1)4{,}29\sqrt{3{,}6 \cdot 1{,}22 \cdot 1804 \cdot 3235} =$$

$$= 40{,}853 \cdot 10^3 \text{ кДж/м}^2;$$

$$q_1 = 34{,}16(0{,}2 - 0{,}0602)13{,}72 \cdot 10^3 + (3235/7500 - 0{,}1)\,[2470 \text{ x}$$

$$\text{x } 14{,}7 - 1804(-4 + 1{,}1)] = 79{,}284 \cdot 10^3 \text{ кДж/м}^3;$$

$$R_1 = Q/2q_1 = 40{,}85 \cdot 10^3/2 \cdot 79{,}284 \cdot 10^3 = 0{,}256 \text{ м}.$$

В итоге нормативная глубина протаивания грунта по формуле (173)

$$H_т^н = \sqrt{\frac{2 \cdot 3{,}6\,\lambda_т\,\tau_1\,\Delta_1}{q_1} + R_1^2} - R_1 =$$

$$= \sqrt{\frac{2 \cdot 3{,}6 \cdot 1{,}1 \cdot 3235 \cdot 14{,}7}{79{,}284 \cdot 10^3} + (0{,}256)^2} - 0{,}256 = 1{,}94 \text{ м}.$$

Задача 66. Используя условия задачи 65, определить нормативную глубину сезонного промерзания, если средняя отрицательная температура воздуха $t_в' = -8$ °С и продолжительность этого периода $\tau_в' = 4000$ ч.

Решение. Предварительно

$$t_н = 0{,}5(t_в' + t^*) = 0{,}5(-8 - 1{,}1) = -4{,}55 \text{ °C}.$$

Отсюда $k_н = 0{,}445$ (см. табл. 97) и по формуле (180)

$$w_н'' = k_н w_р = 0{,}445 \cdot 0{,}1 = 0{,}0445.$$

Подставляя $w_н''$ в выражение (182), получаем

$$q_2 = 34{,}16(0{,}2 - 0{,}0445) \cdot 13{,}72 \cdot 10^3 - 0{,}5 \cdot 1804(-1{,}1 + 8) =$$

$$= 66{,}655 \cdot 10^3 \text{ кДж/м}^3.$$

В итоге нормативная глубина сезонного промерзания грунта по формуле (181)

$$H_м^н = \sqrt{\frac{2 \cdot 4{,}39(-1{,}1 + 8)\,4000}{66{,}655 \cdot 10^3}} = 1{,}907 \text{ м}.$$

20. РАСЧЕТ ГЛУБИНЫ ОТТАИВАНИЯ ГРУНТА ПОД СООРУЖЕНИЯМИ

Глубина оттаивания грунта за время τ под серединой сооружения (здания, резервуара) $H_с$ и его краем $H_к$ рассчитывают по формулам

$$H_с = k'(\xi_с - k_с)B \tag{183}$$

и

$$H_к = k'(\xi_к - k_к - 0{,}1\beta\sqrt{I})B, \tag{184}$$

где k', $\xi_с$, $k_с$, $\xi_к$, $k_к$ – расчетные коэффициенты, определяемые соответственно по табл. 99, рис. 76 и рис. 77; B – ширина сооружения.

При $L/B > 2$ (где L – длина сооружения) $k' = 1$. Значения $\xi_с$, $k_с$, $\xi_к$ и $k_к$ определяют в зависимости от параметров

$$\alpha = \lambda_т R_0/B; \tag{185}$$

$$\beta = -\lambda_м t_м/(\lambda_т t_п); \tag{186}$$

$$I = \lambda_т t_п \tau/[\rho B^2 (w_с - w_н)\gamma_{ск.м}], \tag{187}$$

Таблица 99. **Значения коэффициента k'**

I	$L/B = 1$				
	k' в зависимости от коэффициента β				
	0	0,4	0,8	1,2	2
0,1	1	0,93	0,87	0,83	0,8
0,25	0,95	0,85	0,78	0,74	0,7
0,5	0,94	0,78	0,68	0,66	0,7
1	0,92	0,7	0,63	0,66	0,7
1,5	0,9	0,64	0,63	0,66	0,7

Продолжение табл. 99

I	$L/B = 2$				
	k' в зависимости от коэффициента β				
	0	0,4	0,8	1,2	2
0,1	1	1	0,99	0,97	0,96
0,25	1	0,97	0,92	0,89	0,96
0,5	0,99	0,95	0,88	0,86	0,88
1	0,97	0,9	0,84	0,86	0,88
1,5	0,96	0,87	0,84	0,86	0,88

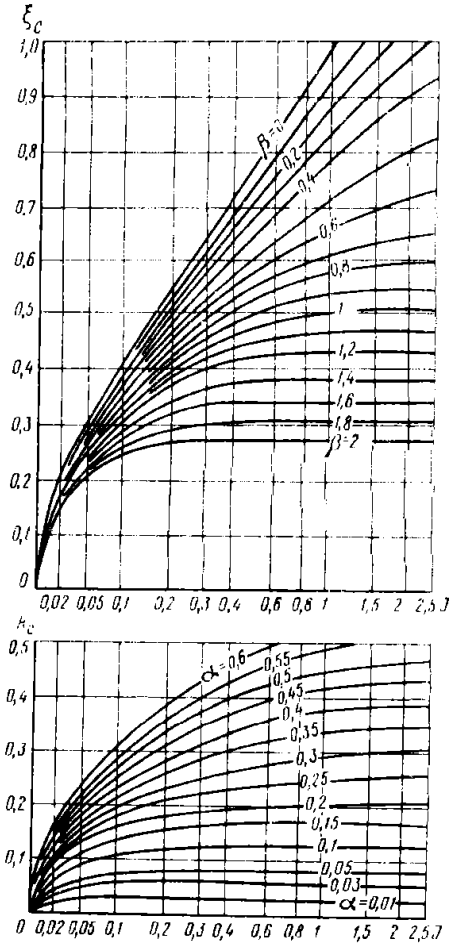


Рис. 76. Номограммы для определения расчетных коэффициентов ξ_c и k_c

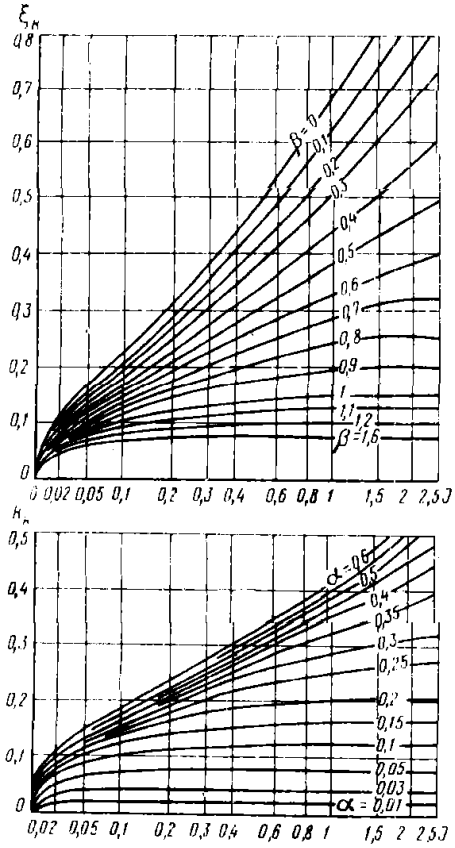


Рис. 77. Номограммы для определения расчетных коэффициентов $\xi_к$ и $k_к$

где R_0 – термическое сопротивление пола здания или днища резервуара; $t_п$ – расчетная температура воздуха внутри здания или продукта в резервуаре; $w_н$ – влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды при температуре грунта $t_м$.

Задача 67. Рассчитать глубину оттаивания грунта под резервуаром диаметром 30 м за время τ (1 год, 5 и 30 лет), если средняя температура продукта в резервуаре $t_п$ = 16 °С. Характеристики грунта, полученные в результате испытаний, и резервуара приведены табл. 100.

Решение. По формулам (185), (186) и (187) соответственно

$$\alpha = 1{,}8 \cdot 3{,}535/30 = 0{,}212;$$

$$\beta = 1{,}86(-2{,}5)/(1{,}8 \cdot 16) = 0{,}161;$$

Таблица 100. **Исходные данные к задаче 67**

Исходные данные	Номер варианта				
	1	2	3	4	5
$\lambda_т$, Вт/(м · °С)	1,8	1,81	1,83	2,26	2,67
$\lambda_м$, Вт/(м · °С)	1,86	2,39	2,14	2,32	2,97
$t_м$, °С	−2,5	−4	−6	−7	−6,5
$w_с$	0,35	0,2	0,3	0,25	0,2
$w_н$	0,1	0,04	0,09	0,07	0,05
$\gamma_{ск.м}\,10^3$, Н/м^3	13,72	13,72	15,69	15,69	17,652
R_0, м^2 °С/Вт	3,595	4,806	4,77	1,422	2,923

Продолжение табл. 100

Исходные данные	Номер варианта				
	6	7	8	9	10
$\lambda_т$, Вт/(м · °С)	1,92	2,42	2,65	2,31	2,74
$\lambda_м$, Вт/(м · °С)	2,57	2,47	2,94	2,63	3,01
$t_м$, °С	−5,5	−7,4	−4,5	−5	−8
$w_с$	0,05	0,1	0,05	0,2	0,05
$w_н$	0,01	0,03	0,01	0,07	0,01
$\gamma_{ск.м}\,10^3$, Н/м^3	15,69	17,652	18,632	17,652	17,652
R_0, м^2 °С/Вт	9,598	5,972	2,29	2,189	2,984

$$I = 1{,}8 \cdot 16 \cdot \tau / [34{,}16(30)^2 (0{,}35 - 0{,}1)\,13{,}72 \cdot 10^3] = 9{,}845 \cdot 10^{-7}\,\tau.$$

При $\tau_1 = 1$ год (8760 ч) $I_1 = 0{,}862 \cdot 10^{-2}$; $\tau_2 = 5$ лет (43800 ч) $I_2 = 0{,}0431$; $\tau_3 = 30$ лет (262 800 ч) $I_3 = 0{,}258$.

Для $L/B = 30/30 = 1$, интерполируя, находим $k'_1 = 0{,}999$, $k'_2 = 0{,}975$ и $k'_3 = 0{,}898$ (см. табл. 99). По номограммам (см. рис. 76)

$$\xi_{с1} = 0{,}11,\ k_{с1} = 0{,}062;\ \xi_{к1} = 0{,}07,\ k_{к1} = 0{,}06;$$

$$\xi_{с2} = 0{,}275,\ k_{с2} = 0{,}135;\ \xi_{к2} = 0{,}145,\ k_{к2} = 0{,}12;$$

$$\xi_{с3} = 0{,}58,\ k_{с3} = 0{,}19,\ \xi_{к3} = 0{,}31,\ k_{к3} = 0{,}175.$$

Подставляя коэффициенты и расчетные параметры грунта и сооружения в выражения (183) и (184), получим:

$$H_{с1} = 0{,}999\,(0{,}11 - 0{,}062)\,30 = 1{,}438 \text{ м};$$

$$H_{с2} = 0{,}975\,(0{,}275 - 0{,}135)\,30 = 4{,}095 \text{ м};$$

$$H_{с3} = 0{,}898\,(0{,}58 - 0{,}19)\,30 = 10{,}506 \text{ м};$$

$$H_{к1} = 0{,}999\,(0{,}07 - 0{,}06 - 0{,}1 \cdot 0{,}161\sqrt{0.862 \cdot 10^{-2}})\ 30 = 0{,}255 \text{ м};$$

$$H_{к2} = 0{,}975\,(0{,}145 - 0{,}12 - 0{,}1 \cdot 0{,}161\sqrt{0{,}0431})\ 30 = 0{,}633 \text{ м};$$

$$H_{к3} = 0{,}898\,(0{,}31 - 0{,}175 - 0{,}1 \cdot 0{,}161\sqrt{0{,}258})\ 30 = 3{,}416 \text{ м}.$$

21. РАСЧЕТ СВАЙ НА ВОЗДЕЙСТВИЕ СИЛ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ

В зависимости от состояния грунтов и глубины погружения свай различают следующие два расчетных случая: свая полностью находится в слое сезонного оттаивания-промерзания; нижний конец сваи находится ниже глубины оттаивания в слое постоянно мерзлого грунта.

Условие устойчивости сваи при действии сил морозного пучения в первом случае имеет вид

$$P \geqslant F_{св}\,\sigma_{п} + \Pi h_{св.м}\,\tau_{у} \qquad (188)$$

и во втором

$$P + \tau_{м}\,\Pi(h_{св} - h_{св.м}) \geqslant \tau_{у}\,\Pi h_{св.м}, \qquad (189)$$

где P – нагрузка, передаваемая на сваю от сооружения; $F_{св}$ и Π – соответственно площадь поперечного сечения сваи и ее периметр; $h_{св}$ и $h_{св.м}$ – соответственно глубина погружения сваи и длина участка сваи, находящейся в слое сезонного оттаивания-промерзания; $\tau_{у}$ и $\tau_{м}$ – соответственно удельная касательная сила пучения и сопротивление грунта сдвигу по поверхности смерзания (табл. 101 и

Таблица 101. **Значения удельной касательной силы пучения грунта, кПа**

Грунты	Глубина сезонного промерзания-протаивания, м		
	1	2	3
Глинистые при $I_L > 0{,}5$	127,53	107,9	88,25
Пески мелкие и пылеватые при коэффициенте водонасыщения $\eta > 0{,}95$	127,53	107,9	88,25
Глинистые при $0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$	98,1	88,29	68,67
Пески мелкие и пылеватые при $0{,}8 < \eta \leqslant 0{,}95$	98,1	88,29	68,67
Крупнообломочные с заполнителем (глинистым, мелкопесчаным и пылеватым) более 30 %	98,1	88,29	68,67
Глинистые при $I_L \leqslant 0{,}25$	78,48	68,67	49,05
Пески мелкие и пылеватые при $0{,}6 < \eta \leqslant 0{,}8$, крупнообломочные с заполнителем (глинистым, мелкопесчаным и пылеватым) от 10 до 30 %	78,48	68,67	49,05

102); $\sigma_п$ – нормальное давление пучения, принимаемое в зависимости от температуры грунта:

Температура грунта, °С	−0,01	−0,1	−0,5	−2
$\sigma_п$, кПа	225,6	1343,97	6278,4	24525

При расчете $\tau_у$ уточняют по формуле

$$\tau_{у.р} = \tau_у k_м, \qquad (190)$$

где $k_м = 1$ – для бетонных свай; $k_м = 0{,}7$ – для металлических; $k_м = 0{,}9$ – для деревянных, покрытых антисептиком.

Задача 68. Деревянная свая диаметром $d_{св}$ погружена в песчаный грунт в пределах глубины сезонного оттаивания-промерзания, равной 2 м. Определить минимальную нагрузку на сваю, если глубина ее погружения $h_{св}$, коэффициент водонасыщенности грунта $\eta = 0{,}85$, температура грунта – 2 °С (табл. 103).

Решение. Поскольку свая погружена до нижней границы сезонного оттаивания-промерзания, то усилие выпучивания грунта определяется по формуле (188). Площадь поперечного сечения сваи

$$F_{св} = \pi d^2_{св}/4 = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}18^2}{4} = 0{,}025 \text{ м}^2$$

и периметр

$$П = \pi d_{св} = 3{,}14 \cdot 0{,}18 = 0{,}565 \text{ м}.$$

При температуре грунта −2 °С (см. стр. 179) $\sigma_п = 24525$ кПа, соответственно удельная касательная сила пучения грунта при $\eta = 0{,}85$ и глубине сезонного оттаивания-промерзания 2 м $\tau_у = 88{,}29$ кПа (см.

Таблица 102. **Значение сопротивления грунта сдвигу по поверхности смерзания, кПа**

Температура грунта, °С	Грунт	
	песчаный	глинистый
−0,5	78,48	58,86
−1	127,53	98,1
−1,5	156,96	127,53
−2	196,2	147,15
−2,5	225,63	176,6
−3	255,06	196
−4	323,73	245,25
−6	372,78	294,3
−8	431,64	333,54
−10	490,5	372,78

Таблица 103. **Исходные данные к задаче 68**

Номер варианта	$d_{св}$, м	$h_{св}$, м
1	0,18	1,85
2	0,22	1,75
3	0,15	1,45
4	0,17	1,55
5	0,21	1,9
6	0,24	1,95
7	0,23	2
8	0,25	1,25
9	0,16	1,15
10	0,14	1,16

табл. 101). С учетом (190) $\tau_{у.р} = k_м \cdot \tau_у = 0{,}9 \cdot 88{,}29 = 79{,}461$ кПа. По формуле (188) имеем $P = F_{св}\sigma_п + \Pi h_{св.м}\tau_у = 0{,}025 \cdot 24525 + 0{,}565 \cdot 1{,}85 \cdot 79{,}461 = 696{,}181$ кН.

Задача 69. Решить предыдущую задачу при дополнительном условии: глубина сезонного оттаивания-промерзания составляет 1 м, ниже которой залегают постоянно мерзлые грунты.

Решение. Выпучиванию сваи в данном случае препятствует сила смерзания нижней части сваи длиной $h_{св} - h_{св.м}$ с грунтом ($h_{св.м} = 1$ м).

Согласно выражению (189) усилие выпучивания

$$P = \tau_у \Pi h_{св.м} - \tau_м \Pi (h_{св} - h_{св.м}).$$

При глубине сезонного оттаивания-промерзания 1 м $\tau_у = 98{,}1$ кПа. С учетом выражения (190)

$$\tau_{у.р} = 0{,}9 \cdot 98{,}1 = 88{,}29 \text{ кПа}.$$

Для песчаного грунта при температуре -2 °С $\tau_м = 196{,}2$ кПа (см. табл. 102).

Подставив $\tau_у$ и $\tau_м$ в расчетную формулу, получим

$$P = [88{,}29 \cdot 1 - 196{,}2(1{,}85 - 1)]\,0{,}565 = -44{,}341 \text{ кН}.$$

Следовательно, в рассматриваемом случае при заглублении сваи ниже слоя сезонного оттаивания-промерзания сила выпучивания компенсируется за счет смерзания сваи с постоянно мерзлым грунтом.

Задача 70. Железобетонная свая опоры надземного трубопровода погружена в слой сезонного оттаивания-промерзания глинистого грунта толщиной $h_{т.м}$, ниже которого расположен постоянно мерзлый грунт, подверженный пучению. Рассчитать глубину заложения сваи $h_{св}$, если нагрузка на сваю P, сечение сваи 0,2 х 0,2 м, показатель текучести грунта $I_L = 0{,}24$, температура -2 °С (табл. 104).

Таблица 104. **Исходные данные к задаче 70**

Номер варианта	$h_{т.м}$	P, кН	Номер варианта	$h_{т.м}$	P, кН
1	1,1	25,1	6	1,05	27,24
2	1,25	20,667	7	1,5	46,43
3	0,85	22,7	8	1,2	40,36
4	0,75	27,654	9	1,25	37,76
5	0,95	38,746	10	0,65	29,124

Решение. Используем условие устойчивости сваи по второй расчетной схеме [выражение (189)]. Тогда

$$h_{св} = [h_{св.м}(\tau_у + \tau_м) - \frac{P}{П}] / \tau_м.$$

В соответствии с условиями задачи $h_{св.м} = h_{т.м} = 1{,}1$ м.

При $I_L = 0{,}24$ и $h_{т.м} = 1{,}1$ м после интерполяции $\tau_у = 77{,}5$ кПа (для бетонных свай $k_м = 1$) (см. табл. 101). При температуре глинистого грунта -2 °С $\tau_м = 147{,}15$ кПа (см. табл. 102). Периметр сваи $П = 0{,}2 \cdot 4 = 0{,}8$ м.

В итоге

$$h_{св} = [1{,}1\,(77{,}5 + 147{,}15) - \frac{25{,}1}{0{,}8}] / 147{,}15 = 1{,}466 \text{ м}.$$

Следовательно, для обеспечения устойчивости свая должна быть заглублена в постоянно мерзлый грунт не менее чем на 0,366 м.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Бородавкин П.П.* Механика грунтов в трубопроводном строительстве. Учебник для вузов. 2-е изд., перераб. и доп. – М., Недра, 1986.

2. *Котов М.Ф.* Механика грунтов в примерах. М., Высшая школа, 1968.

3. *СНиП* 2.02.01–83. Основания зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1985.

4. *СНиП* II-18–76. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. М., Стройиздат, 1977.

5. *Цытович Н.А.* Механика грунтов. М., Высшая школа, 1983.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Глава 1. Основные свойства грунтов, используемых в качестве оснований сооружений 3
1. Физико-механические характеристики грунтов 3
2. Сопротивление грунтов сдвигу 10
3. Сжимаемость грунтов под воздействием внешних нагрузок 22

Глава 2. Расчет напряжений в грунте 27
4. Расчет напряжений в грунте от сосредоточенной силы 27
5. Расчет напряжений в грунте от распределенной нагрузки 29
6. Расчет напряжений в грунте от собственного веса 50
7. Оценка прочности грунта в основании сооружений 53

Глава 3. Давление грунта на заглубленные сооружения 61
8. Активное и пассивное давление грунтов 61
9. Давление грунта на подземные трубопроводы 75
10. Продольные перемещения подземных трубопроводов 80

Глава 4. Расчет осадок сооружений 84
11. Расчет стабилизированных осадок способом послойного суммирования 84
12. Расчет стабилизированных осадок методом эквивалентного слоя 104
13. Расчет нестабилизированных осадок 113

Глава 5. Расчет устойчивости грунтовых массивов и сооружений 119
14. Расчет устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения 119
15. Расчет устойчивости при сдвиге по плоским поверхностям скольжения 144
16. Определение формы равноустойчивого откоса 148

Глава 6. Определение напряжений по контактной поверхности 150
17. Расчет напряжений по подошве совершенно жестких сооружений 150
18. Определение напряжений по подошве сооружения конечной жесткости 153

Глава 7. Расчет сооружения на мерзлых грунтах 171
19. Расчет глубины сезонного оттаивания и промерзания грунтов 171
20. Расчет глубины оттаивания грунта под сооружениями 175
21. Расчет свай на воздействие сил морозного пучения 178

Список литературы 181

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

Ким Борис Ихакович
Литвин Игорь Евгеньевич

ЗАДАЧНИК ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ В ТРУБОПРОВОДНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Заведующий редакцией *Н.Е. Игнатьева*
Редактор издательства *С.А. Скотникова*
Художественный редактор *В.В. Шутько*
Технические редакторы *Н.С. Анашкина, Л.Д. Агапонова*
Корректор *Г.Г. Большова*
Оператор *Л.Н. Жучкова*

ИБ № 6471

Подписано в печать с репродуцируемого оригинал-макета 13.09.88. Т-06189.
Формат 60 x 88 1/16. Бум. офсетная № 2. Усл.-печ.л. 11,27. Усл.кр.-отт. 11,51.
Уч.-изд.л. 11,0. Тираж 1830 экз. Зак. № 6599/1043-5. Цена 35 коп.
Набор выполнен на наборно-пишущей машине.

Ордена "Знак Почета" издательство "Недра".
125047 Москва, пл. Белорусского вокзала, 3.

Ордена Октябрьской Революции и ордена Трудового Красного Знамени МПО "Первая Образцовая типография имени А.А.Жданова" Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
113054, Москва, Валовая, 28.

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

**В издательстве "Недра"
готовятся к печати
и выйдут в свет в 1989 г.
новые книги**

Бабин Л.А., Быков Л.И., Рафинов С.К.

ИСКУССТВЕННОЕ УЛУЧШЕНИЕ ГРУНТОВ В ПРАКТИКЕ ТРУБОПРОВОДНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА.

12 л.: ил. – (Библиотека строителя магистральных трубопроводов). 60 к.

Изложена теория и практика применения методов искусственного улучшения грунтов. Приведены способы выбора вяжущих веществ. Освещены физико-химические процессы взаимодействия этих веществ с грунтом и заглубленных трубопроводов с закрепленными грунтами. Описана технология проведения работ по закреплению грунтов на различных участках трассы. Особое внимание уделено технике безопасности ведения работ и охране окружающей среды.
Для инженерно-технических работников, занятых проектированием и строительством магистральных трубопроводов.

План 1989, № 306

Расторгуев Г.А.

СООРУЖЕНИЕ ГАЗОПРОМЫСЛОВЫХ ОБЪЕКТОВ В КОМПЛЕКТНО-БЛОЧНОМ ИСПОЛНЕНИИ.

10 л., 50 к.

Рассмотрены три технологические стадии блочно-комплектного строительства: заводское изготовление блочных устройств, транспортирование их к месту сооружения и монтаж на строительной площадке. Описаны перевозки блоков-боксов и суперблоков различными видами транспорта. Приведены рекомендуемые коэффициенты транспортных и монтажных нагрузок. Изложены методы синхронизации совместной работы погрузочно-разгрузочных, транспортных и монтажных механизмов.
Для инженерно-технических работников, занятых проектированием и сооружением объектов нефтяной и газовой промышленности.

План 1989, № 310

Интересующие Вас книги можно приобрести или заказать в местных магазинах книготорга, распространяющих научно-техническую литературу, и в магазинах – опорных пунктах издательства "Недра", адреса которых приведены в аннотированном тематическом плане выпуска литературы на 1990 г.

ИЗДАТЕЛЬСТВО "НЕДРА"