

УДК 691

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕН ТРАНШЕЙ, ЗАПОЛНЕННЫХ ТИКСОТРОПНОЙ ЖИДКОСТЬЮ

Инж. ХАСЕНЕВИЧ Л. С.

ГП БелНИПИэнергопром

Настоящая работа является продолжением теоретического рассмотрения равновесия в условиях лабораторного эксперимента [1]. Полученные теоретические выводы не являются абсолютной истиной до тех пор, пока не будет изучено поведение жидкости как в замкнутом пространстве, так и в открытых бассейнах.

Пока же мы отталкиваемся от проверенного в эксперименте предположения, что равновесие суспензии (жидкости) в траншее с параллельными непроницаемыми стенами при опирании верхней части стен на жесткий пояс осуществляется за счет невозможности выдавливания объема суспензии (жидкости), измеряемого от ее поверхности до плоскости приложения равнодействующей давлений снаружи и изнутри, силой, равной произведению этих давлений на площадь контакта ниже жесткого пояса по граням стен.

Сумма давлений до точки Д (рис. 1) приложена к форшахте, которая из условий производства работ обычно выполняется железобетонной с рабочими пролетами 4–6 м вдоль траншеи. Ее жесткость обеспечивает полную несмещаемость в процессе производства работ, поэтому реакцией распора можно пренебречь. Уровень суспензии должен быть выше уровня грунтовых вод (УГВ) на 1–2 м [2, 6].

Все работы отечественных и зарубежных авторов опираются на теоретические выводы, учитывая либо превышение давления суспензии над давлением грунта [4], либо соответствие условию равновесия давлений условно ограниченного грунтового массива стены давлению суспензии [5, 6]. Но ни одно из этих решений не рассматривает равновесия в наклонной траншее.

1. Решение в несвязных однородных грунтах для вертикальной траншеи. Рассмотрим схему загрузки и эпюру горизонтальных составляющих для траншеи в однородном песчаном грунте, не обладающем сцеплением. Начало координат принято на уровне дневной поверхности. На этой же отметке принят уровень суспензии (рис. 1).

Примем следующие условные обозначения: γ — плотность воды; $\gamma_{гр}$ — плотность грунта; $\gamma_{взв}$ — взвешенная плотность грунта; γ_p — плотность суспензии; q — дополнительное распределенное давление на по-

верхности грунта; K – коэффициент активного давления грунта, рассчитанный по Кулону [3] или принимаемый по таблице безразмерных коэффициентов активного грунта, рассчитанных В. В. Соколовским [7]; b – ширина траншеи.

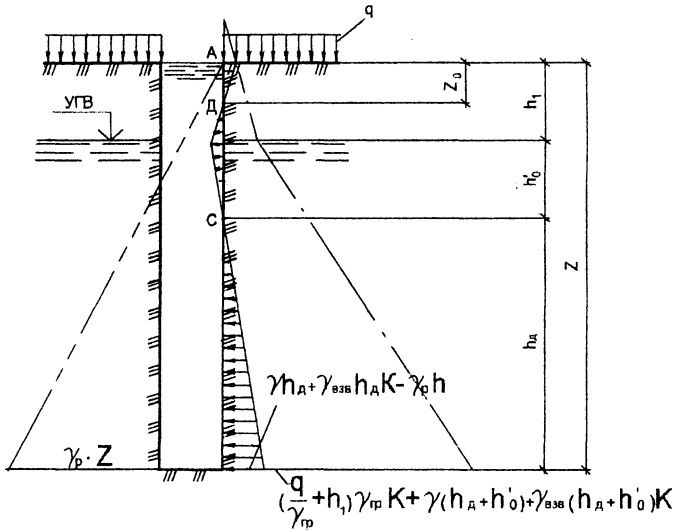


Рис. 1. Построение суммарной эпюры давлений грунта, грунтовой воды и тиксотропной суспензии

В точке А горизонтальное давление равно qK , а в точке Д эпюра суммы давлений пересекает ось Z и поэтому здесь находится нулевая точка. Для определения ее положения составляем уравнение

$$qK + \gamma_{гр}Z_0K - \gamma_p Z_0 = 0, \quad (1)$$

откуда

$$Z_0 = \frac{qK}{\gamma_p - \gamma_{гр}K}. \quad (2)$$

Сумма давлений до точки Д приложена к форшахте, и поэтому обрушения стены в этой зоне произойти не может. Ниже нулевой точки С суммарное давление по горизонтали направлено в сторону грунта. Положение второй точки определяется из равенства нулю действующих горизонтальных сил.

В соответствии с рис. 1:

$$h_0 = h_0' + h_1; \quad (3)$$

$$\left(\frac{q}{\gamma_{гр}} + h_1 \right) \gamma_{гр} K + \gamma h_0' + \gamma_{взв} h_0' K - \gamma_p (h_1 + h_0') = 0;$$

$$qK + \gamma_{гр} h_1 K + \gamma h_0' + \gamma_{взв} h_0' K - \gamma_p h_1 - \gamma_p h_0' = 0, \quad (4)$$

откуда

$$h_0' = \frac{qK + \gamma_{\text{ГР}}h_1K - \gamma_{\text{Р}}h_1}{\gamma_{\text{Р}} - \gamma - \gamma_{\text{ВЗВ}}K}. \quad (5)$$

Тогда в соответствии с (3)

$$h_0 = \frac{qK + \gamma_{\text{ГР}}h_1K - \gamma_{\text{Р}}h_1}{\gamma_{\text{Р}} - \gamma - \gamma_{\text{ВЗВ}}K} + h_1. \quad (6)$$

Полная глубина траншеи выразится

$$Z = h_0 + h_{\text{д}}. \quad (7)$$

Значение давления в произвольной точке

$$p_Z = \left(\frac{q}{\gamma_{\text{ГР}}} + h_1 \right) \gamma_{\text{ГР}}K + \gamma h_2 + \gamma_{\text{ВЗВ}}h_2K - \gamma_{\text{Р}}Z, \quad (8)$$

где $h_2 = h_{\text{д}} + h_0$; при $Z > h_0$ значения p_Z положительны (давление со стороны грунта).

В соответствии с эпюрой давлений перепишем уравнение

$$p_Z = (qK + \gamma_{\text{ГР}}Kh_1 + \gamma h_0' + \gamma_{\text{ВЗВ}}h_0'K - \gamma_{\text{Р}}h_1 - \gamma_{\text{Р}}h_0') + (\gamma h_{\text{д}} + \gamma_{\text{ВЗВ}}h_{\text{д}}K - \gamma_{\text{Р}}h_{\text{д}}), \quad (8')$$

но значение в первой части правой строки равенства (в скобках) равно нулю, поэтому

$$p_Z = \gamma h_{\text{д}} + \gamma_{\text{ВЗВ}}h_{\text{д}}K - \gamma_{\text{Р}}h_{\text{д}}. \quad (9)$$

Равенство (9) равноценно переносу начала координат в точку С.

Суспензия внутри траншеи изолирована от грунта, грунтовой воды непроницаемой глинистой пленкой, образующей своеобразный мешок, открытый сверху и опирающийся на грунтовые днище и стены.

Вес суспензии составляет

$$p_{\text{Р}} = \gamma_{\text{Р}} \left(h_0 + \frac{2}{3} h_{\text{д}} \right) B. \quad (10)$$

Он должен быть больше суммы от правой и левой стен траншеи, т. е.

$$2 \frac{p_Z h_{\text{д}}}{2} \leq p_{\text{Р}} \quad (11)$$

или

$$\left(\gamma h_d + \gamma_{взв} h_d K - \gamma_p h_d\right) h_d \leq \gamma_p \left(h_0 + \frac{2}{3} h_d\right) B. \quad (11')$$

Предельное состояние наступает в том случае, когда левая часть неравенства равна правой. Получаем уравнение, решение которого относительно h_d приводит к

$$\left(\gamma + \gamma_{взв} K - \gamma_p\right) h_d^2 - \frac{2}{3} \gamma_p B h_d - \gamma_p B h_0 = 0. \quad (12)$$

Как можно убедиться, перед нами обычное квадратное уравнение, все коэффициенты которого должны быть известны из материалов, инженерно-геологических изысканий.

Обозначим:

$$A = \gamma + \gamma_{взв} K - \gamma_p; \quad (13)$$

$$B = \frac{2}{3} \gamma_p B; \quad (14)$$

$$C = \gamma_p B h_0 = \gamma_p B \left(\frac{qK + \gamma_{гп} h_1 K - \gamma_p h_1}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{взв} K} + h_1 \right). \quad (15)$$

Теперь, подставив в уравнение (12) коэффициенты A , B и C , имеем:

$$A h_d^2 - B h_d - C = 0; \quad (16)$$

$$h_d = \frac{B \pm \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A}, \quad (17)$$

а так как отрицательное значение h_d нереально, то принимаем

$$h_d = \frac{B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A}. \quad (17')$$

Отметим, что, согласно (6), (14) и (15), $h_0 = \frac{2C}{3B}$.

Тогда предельная глубина траншеи, отрываемой из-под суспензии в однородных несвязных грунтах, рассчитывается по формуле

$$Z = \frac{B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} + \frac{2C}{3B}. \quad (18)$$

2. Решение в несвязных однородных грунтах для наклонной траншеи. Наклон параллельных стен к вертикали обозначим через угол α (рис. 2).

В точке А, как и при параллельных вертикальных стенках, давление равно $qK_{лев}$, а в точке Д равно нулю. ($K_{лев}$ — коэффициент активного давления грунта левой нависающей стены траншеи, принимаемый по таблице безразмерных коэффициентов активного давления грунта, рассчитанных В. В. Соколовским [7].)

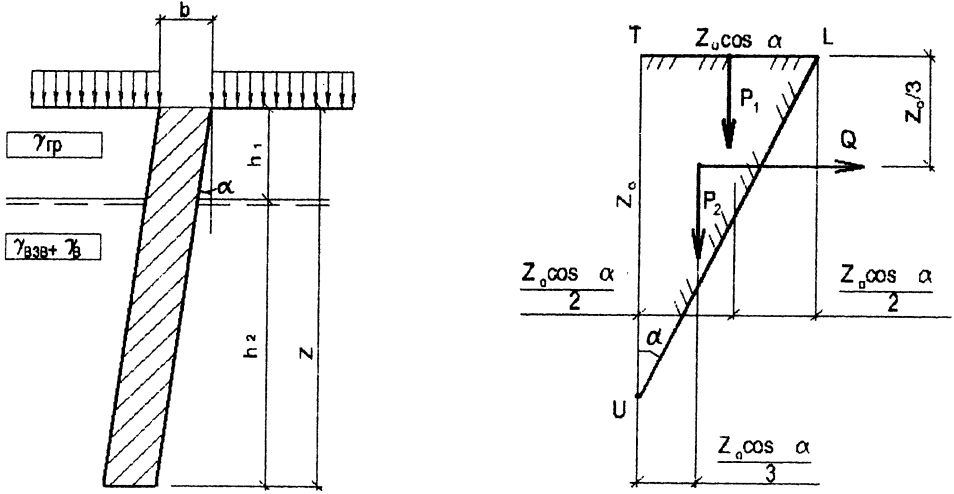


Рис. 2. а – схема наклонной траншеи, заполненной тиксотропным раствором; б – схема сил, действующих на форшахту наклонной траншеи с нависающей стороны

Для расчета положения точки Д составляем уравнение равновесия для нависающей левой стены:

$$qK_{лев} + \gamma_{гр} Z_0 K_{лев} - \gamma_p Z_0 = 0; \tag{19}$$

$$Z_0 = \frac{qK_{лев}}{\gamma_p - \gamma_{гр} K_{лев}}. \tag{20}$$

Следовательно, первая от начала координат равнодействующая горизонтальных составляющих активного давления грунта и давления суспензии, как и в случае с вертикальным расположением стен траншеи, приложена по вертикали в точке, отстоящей от верха траншеи на $\frac{Z_0}{3}$.

Но на форшахту, кроме данной равнодействующей

$$Q = \frac{qZ_0 K_{лев}}{2}, \tag{21}$$

действуют и вертикальные силы

$$P_1 = qZ_0 \cos \alpha \tag{22}$$

в точке, отстоящей от края на $\frac{Z_0 \cos \alpha}{2}$ по горизонтали, и

$$p_2 = \frac{\gamma_{\text{гр}}^2 Z_0^2 \cos \alpha}{2} \quad (23)$$

в точке, отстоящей от края на $\frac{2}{3} Z_0 \cos \alpha$ по горизонтали, т. е. в геометрическом центре треугольника УТЛ. Поэтому конструкцию форшахты с нависающей стороны необходимо считать как на горизонтальные, так и на вертикальные силы:

$$h_{0 \text{ лев}} = h'_{0 \text{ лев}} + h_1; \quad (24)$$

$$-\gamma_{\text{р}}(h'_{0 \text{ лев}} + h_1) + \left(\frac{q}{\gamma_{\text{гр}}} + h_1 \right) \gamma_{\text{гр}} K_{\text{лев}} + \gamma h'_{0 \text{ лев}} + \gamma_{\text{взв}} h'_{0 \text{ лев}} K_{\text{лев}} = 0; \quad (25)$$

$$h'_{0 \text{ лев}} = \frac{q K_{\text{лев}} + \gamma_{\text{гр}} h_1 K_{\text{лев}} - \gamma_{\text{р}} h_1}{\gamma_{\text{р}} - \gamma - \gamma_{\text{взв}} K_{\text{лев}}}; \quad (26)$$

$$h_{0 \text{ лев}} = \frac{q K_{\text{лев}} + \gamma_{\text{гр}} h_1 K_{\text{лев}} - \gamma_{\text{р}} h_1}{\gamma_{\text{р}} - \gamma - \gamma_{\text{взв}} K_{\text{лев}}} + h_1; \quad (27)$$

$$Z_{\text{лев}} = h_{0 \text{ лев}} + h_{\text{д}}. \quad (28)$$

Давление слева $p_{Z_{\text{лев}}}$ и давление справа $p_{Z_{\text{пр}}}$ отличаются друг от друга: $p_{Z_{\text{пр}}}$ должно быть рассчитано, строго говоря, от иного положения $h_{0 \text{ пр}}$, но учитывая, что $h_{0 \text{ пр}}$ должно быть глубже, чем $h_{0 \text{ лев}}$, примем за исходное $h_{0 \text{ лев}}$, что составит запас прочности.

Значение давления в произвольной точке по глубине

$$p_{Z_{\text{лев}}} = (q + \gamma_{\text{гр}} h_1) K_{\text{лев}} + \gamma h_2 + \gamma_{\text{взв}} h_2 K_{\text{лев}} - \gamma_{\text{р}} Z \quad (29)$$

при $Z > h_0$ величина p_Z — положительна;

$$p_{Z_{\text{лев}}} = \gamma h_{\text{д}} + \gamma_{\text{взв}} h_{\text{д}} K_{\text{лев}} - \gamma_{\text{р}} h_{\text{д}}; \quad (30)$$

$$p_{Z_{\text{пр}}} = \gamma h_{\text{д}} + \gamma_{\text{взв}} h_{\text{д}} K_{\text{пр}} - \gamma_{\text{р}} h_{\text{д}}; \quad (31)$$

$(p_{Z_{\text{лев}}} + p_{Z_{\text{пр}}}) \frac{h_{\text{д}}}{2}$ должно быть меньше или равно $\gamma_{\text{р}} \left(h_{0 \text{ лев}} + \frac{2}{3} h_{\text{д}} \right) \frac{B}{\cos \alpha}$, чтобы не произошло обрушения. Предельная величина $h_{\text{д}}$ может быть найдена из уравнения:

$$\begin{aligned} & \gamma h_d^2 + \frac{\gamma_{взв} h_d^2 (K_{лев} + K_{пр})}{2} - \gamma_p h_d^2 = \\ & = \gamma_p \frac{B}{\cos \alpha} \left[\left(\frac{qK_{лев} + \gamma_{гр} h_1 K_{лев} - \gamma_p h_1}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{взв} K_{лев}} \right) + \frac{2}{3} h_d \right]; \end{aligned} \quad (32)$$

$$\begin{aligned} & \left[\gamma + \frac{\gamma_{взв} (K_{лев} + K_{пр})}{2} - \gamma_p \right] h_d^2 - \frac{2}{3} \gamma_p \frac{B}{\cos \alpha} h_d - \\ & - \gamma_p \frac{B}{\cos \alpha} \left(\frac{qK_{лев} + \gamma_{гр} h_1 K_{лев} - \gamma_p h_1}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{взв} K_{лев}} + h_1 \right) = 0; \end{aligned} \quad (33)$$

$$A = \gamma + \frac{\gamma_{взв} (K_{лев} + K_{пр})}{2} - \gamma_p; \quad (34)$$

$$B = \frac{2}{3} \gamma_p \frac{B}{\cos \alpha}; \quad (35)$$

$$C = \gamma_p \frac{B}{\cos \alpha} \left(\frac{qK_{лев} + \gamma_{гр} h_1 K_{лев} - \gamma_p h_1}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{взв} K_{лев}} + h_1 \right), \quad (36)$$

т. е. для наклонной траншеи решение выполняется также в виде формулы (18) с видоизмененными коэффициентами A , B и C .

3. Решение для грунтов, обладающих сцеплением, для вертикальной и наклонной траншей. Рассмотрим однородные по глубине грунты. Для вертикальной траншеи аналогично (5):

$$h_0' = \frac{qK + \gamma_{гр} h_1 K - \gamma_p h_1 - 2c\sqrt{K}}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{взв} K}; \quad (37)$$

$$h_0 = \frac{qK + \gamma_{гр} h_1 K - \gamma_p h_1 - 2c\sqrt{K}}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{взв} K} + h_1. \quad (38)$$

Значение давления в произвольной точке

$$p_Z = \left(\frac{q}{\gamma_{гр}} + h_1 \right) \gamma_{гр} K + \gamma h_2 + \gamma_{взв} h_2 K - \gamma_p Z - 2c\sqrt{K}. \quad (39)$$

В соответствии с эпюрой давлений точно так же, как в случае несвязных грунтов, приходим к (9) и, проводя дальнейшие рассуждения в полной аналогии с «эффектом мешка», получаем (10) — (12), что и для несвязных грунтов. По этой причине и формула для определения предельной глубины оказывается соответствующей (18), в которой коэффициенты:

$$A = \gamma + \gamma_{\text{взв}}K - \gamma_p;$$

$$B = \frac{2}{3} \gamma_p B; \quad (40)$$

$$C = \gamma_p B h_0 = \gamma_p B \left(\frac{qK + \gamma_{\text{гр}} h_1 K - \gamma_p h_1 - 2c\sqrt{K}}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{\text{взв}}K} + h_1 \right).$$

Для наклонной траншеи, разрабатываемой в однородных грунтах, обладающих сцеплением c , определяем глубину траншеи по (18). Коэффициенты при этом следующие:

$$A = \gamma + \frac{\gamma_{\text{взв}}(K_{\text{лев}} + K_{\text{пр}})}{2} - \gamma_p;$$

$$B = \frac{2}{3} \gamma_p \frac{B}{\cos \alpha}; \quad (41)$$

$$C = \gamma_p \frac{B}{\cos \alpha} \left(\frac{qK_{\text{лев}} + \gamma_{\text{гр}} h_1 K_{\text{лев}} - \gamma_p h_1 - 2c\sqrt{K_{\text{лев}}}}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{\text{взв}}K_{\text{лев}}} + h_1 \right).$$

Рассмотрим далее схему траншеи с вертикальными стенами, но сложенными горизонтальными слоями различных грунтов, причем сверху от дневной поверхности до уровня грунтовых вод располагается грунт с плотностью γ_1 , высотой слоя h_1 , с коэффициентом активного давления K_1 и сцеплением c_1 , а ниже располагаются слои соответственно с $\gamma_2, \gamma_3, \gamma_4, \gamma_5$ и т. д., где $\gamma_2, \gamma_3, \gamma_4, \dots, \gamma_i$ — взвешенные плотности 2-го, 3-го, ..., i -го слоев.

Производя расчеты и рассуждая, как в случае с однородными грунтами, примем средневзвешенные показатели для взвешенных плотностей, коэффициентов активного давления и сцепления.

Тогда получим выражение, аналогичное (5):

$$-\gamma_p(h_1 + h_0) + \left(\frac{q}{\gamma_1} + h_1 \right) \gamma_1 K_1 + \gamma h_0 + h_0 \frac{\sum_1^i (\gamma_i h_i)}{\sum_2^i h_i} \times \frac{\sum_1^i (K_i h_i)}{\sum_2^i h_i} -$$

$$- 2 \frac{\sum_1^i (c_i h_i)}{\sum_1^i h_i} \sqrt{\frac{\sum_1^i (K_i h_i)}{\sum_1^i h_i}} = 0;$$

$$h_0' = \frac{qk_1 + \gamma_1 h_1 K_1 - \gamma_p h_1 - 2 \frac{\sum_1^i (c_i h_i)}{\sum_1^i h_i} \sqrt{\frac{\sum_1^i (K_i h_i)}{\sum_1^i h_i}}}{\gamma_p - \gamma - \frac{\sum_2^i (\gamma_i h_i)}{\sum_2^i h_i} \times \frac{\sum_2^i (K_i h_i)}{\sum_2^i h_i}}, \quad (42)$$

а $h_0 = h_0' + h_1$ (3), т. е. в данном случае получен более общий вид h_0' .

Путем тех же преобразований, что и для стен, сложенных однородными грунтами, приходим к:

$$\left[\gamma + \frac{\sum_2^i (\gamma_i h_i)}{\sum_2^i h_i} \times \frac{\sum_2^i (K_i h_i)}{\sum_2^i h_i} - \gamma_p \right] h_D^2 - \frac{2}{3} \gamma_p B h_D - \gamma_p B h_0 = 0; \quad (43)$$

$$A = \gamma + \frac{\sum_2^i (\gamma_i h_i)}{\sum_2^i h_i} \times \frac{\sum_2^i (K_i h_i)}{\sum_2^i h_i} - \gamma_p; \quad (44)$$

$$B = \frac{2}{3} \gamma_p B; \quad (45)$$

$$C = \gamma_p B h_0 = \frac{2}{3} h_0 B. \quad (46)$$

Судя по формуле (43), мы снова приходим к выражению (18).

Имея данные расчета для наклонной траншеи в однородной среде и предыдущий расчет для слоистого напластования грунтов, легко убедиться, что наклонная траншея в слоистых грунтах также рассчитывается по (18).

Коэффициенты в этом случае:

$$A = \gamma + \frac{\sum_2^i (\gamma_i h_i)}{\sum_2^i h_i} \times \frac{\sum_2^i (K_{i \text{ лев}} + K_{i \text{ пр}}) h_i}{2 \sum_2^i h_i} - \gamma_p; \quad (47)$$

$$B = \frac{2}{3} \gamma_p \frac{B}{\cos \alpha};$$

$$C = \frac{\gamma_p B}{\cos \alpha} h_0 = \frac{\gamma_p B}{\cos \alpha} \times$$

$$\times \left[\frac{qK_{\text{лев}} + \gamma_1 h_1 K_{\text{лев}} - \gamma_p h_1 - 2 \frac{\sum_1^i (c_i h_i)}{\sum_1^i h_i} \sqrt{\frac{\sum_1^i (K_{\text{лев}} h_i)}{\sum_1^i h_i}}}{\gamma_p - \gamma - \frac{\sum_2^i (\gamma_i h_i)}{\sum_2^i h_i} \times \frac{\sum_2^i (K_i h_i)}{\sum_2^i h_i}} + h_1 \right] \quad (48)$$

4. Решения в случае одностороннего нагружения поверхности для вертикальной и наклонной траншеи. Рассмотрим возможности предлагаемого метода расчета «эффекта мешка» при одностороннем нагружении части поверхности грунта полосовой нагрузкой только с одной стороны траншеи, что имеет чисто практическое значение.

Интенсивность полосовой нагрузки примем q_1 ;

$\gamma_{1 \text{ ср.взв}}$ — средневзвешенное значение плотностей, слагающих прорезаемую толщу выше горизонта грунтовых вод,

$$\gamma_{1 \text{ ср.взв}} = \frac{\sum_1^j (\gamma_j h_j)}{\sum_1^j h_j}; \quad (49)$$

$\gamma_{\text{взв.ср.взв}}$ — средневзвешенное значение взвешенных плотностей грунтов, слагающих грунтовую толщу ниже горизонта грунтовых вод,

$$\gamma_{\text{взв.ср.взв}} = \frac{\sum_1^i (\gamma_{\text{взв}} h_i)}{\sum_1^i h_i}; \quad (50)$$

$K_{i \text{ ср.взв}}$ — средневзвешенное значение коэффициента активного давления грунтов, расположенных выше уровня грунтовых вод,

$$K_{i \text{ ср.взв}} = \frac{\sum_1^j (K_j h_j)}{\sum_1^j h_j}; \quad (51)$$

$K_{\text{ср.взв}}$ — средневзвешенное значение коэффициента активного давления грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод,

$$K_{\text{ср.взв}} = \frac{\sum_1^i (K_i h_i)}{\sum_1^i h_i}; \quad (52)$$

$c_{\text{ср.взв}}$ — средневзвешенное значение связности,

$$c_{\text{ср.взв}} = \frac{\sum_1^{j+i} (c_j h_j + c_i h_i)}{\sum_1^{j+i} (h_j + h_i)}; \quad (53)$$

γ_p — плотность суспензии;

γ — плотность воды;

α — угол наклона стен траншеи к вертикали;

h_1 — расстояние от дневной поверхности до уровня грунтовых вод;

q — распределенная нагрузка на дневной поверхности;

b — ширина траншеи;

индекс _{лев} указывает расположение левой нависающей грани на расчетной схеме, индекс _{пр} — правой противоположной грани.

Тогда уравнения для определения h_0' в случае вертикальной траншеи

$$\begin{aligned} & -\gamma_p (h_1 + h_0') + qK_{1\text{ср.взв}} + \gamma_{1\text{ср.взв}} h_1 K_{1\text{ср.взв}} + \gamma_{\text{взв.ср.взв}} h_0' K_{\text{ср.взв}} - \\ & - 2c_{\text{ср.взв}} \sqrt{K_{\text{ср.взв}}} + q_1 \sum_0^{h_1+h_0'} K_{\text{слев}} = 0, \end{aligned} \quad (54)$$

а в случае ее наклонного расположения

$$\begin{aligned} & -\gamma_p (h_1 + h_{0\text{лев}}') + qK_{1\text{ср.взв.лев}} + \gamma_{1\text{ср.взв}} h_1 K_{1\text{ср.взв.лев}} + \\ & + \gamma_{\text{взв.ср.взв}} h_{0\text{лев}}' K_{\text{ср.взв.лев}} - 2c_{\text{ср.взв}} \sqrt{K_{\text{ср.взв.лев}}} + q_1 \sum_0^{h_1+h_{0\text{лев}}'} K_{\text{слев}} = 0. \end{aligned} \quad (55)$$

Определить h_0' из данных уравнений не представляется возможным из-за сложной структуры уравнения для K_c , например, по формуле А. Лява для сжимающих напряжений под углом прямоугольной площадки, загруженной распределенной нагрузкой q_1 , и имеющей размеры в плане $l \times b$ (для данной формулы)

$$\sigma_Z = q \frac{1}{2\pi} \left[\frac{lbZ}{D} \cdot \frac{l^2 + b^2 + 2Z^2}{D^2 Z^2 + l^2 b^2} + \arcsin \left(\frac{lb}{\sqrt{l^2 + b^2} + \sqrt{b^2 + Z^2}} \right) \right],$$

в которой второй сомножитель представляет собой $\frac{K_c}{K_i}$. Табличные данные для определения $\frac{K_c}{K_i}$ могут быть приняты по табл. 12 и 13 [3, с. 224—230].

Поэтому предлагается комплексный метод определения допустимой глубины траншеи. Суть его заключается в следующем: сначала по формуле

$$Z = \frac{B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} + \frac{2C}{3B}$$

с коэффициентами для вертикальной траншеи:

$$A = \gamma + \gamma_{\text{взв.ср.взв}} K_{\text{ср.взв}} - \gamma_p; \quad (56)$$

$$B = \frac{2}{3} \gamma_p B;$$

$$C = \gamma_p B \left[\frac{qK_{1\text{ср.взв}} + \gamma_{1\text{ср.взв}} h_1 K_{1\text{ср.взв}} - \gamma_p h_1 - 2c_{\text{ср.взв}} \sqrt{K_{\text{ср.взв}}}}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{\text{взв.ср.взв}} K_{\text{ср.взв}}} + h_1 \right] \quad (57)$$

и с коэффициентами для наклонной траншеи:

$$A = \gamma + \gamma_{\text{взв.ср.взв}} \frac{K_{\text{ср.взв.пр}} + K_{\text{ср.взв.лев}}}{2} - \gamma_p; \quad (58)$$

$$B = \frac{2}{3} \gamma_p B;$$

$$C = \frac{\gamma_p B}{\cos \alpha} \left[\frac{qK_{1\text{ср.взв.лев}} + \gamma_{1\text{ср.взв}} h_1 K_{1\text{ср.взв.лев}} - \gamma_p h_1 - 2c_{\text{ср.взв}} \sqrt{K_{\text{ср.взв.лев}}}}{\gamma_p - \gamma - \gamma_{\text{взв.ср.взв}} K_{\text{ср.взв.лев}}} + h_1 \right] \quad (59)$$

определяем предельную глубину траншеи, не учитывая нагрузку q_1 , а затем вычисляем σ от этой нагрузки во всех точках в пределах рассчитанной глубины Z и находим горизонтальную составляющую, умножая полученное значение σ_z на K_i в этих же точках. Затем определяем графически положение нулевой точки C построением суммирующей эпюры на грани траншеи. Аппроксимируя полученную кривую ниже новой нулевой точки, решаем заново уравнение (18), получая таким образом проектную глубину траншеи.

Определение сжимающих напряжений σ_z по методу угловых точек облегчает решение задачи при прохождении траншеи вблизи существующих зданий или сооружений, нагрузка от которых может быть достаточно точно вычислена. При этом следует учесть замечания Н. А. Цытовича [3], который доказал, что в условиях плоской задачи

при применении табличных значений $\frac{K_c}{K_i}$ достаточно иметь соотношение длины загружаемого прямоугольного участка к его ширине равным 6, чтобы погрешность вычислений не превышала 3 %, а для точного решения это соотношение должно превышать 20.

ВЫВОД

В [6, с. 12—15] для траншеи глубиной 10 м в водонасыщенной супеси с: $\gamma_{взв} = 1 \times 10^4 \text{ Н/м}^3$; $\varphi = 19^\circ 30'$; $c = 0,008 \text{ МПа}$, с уровнем грунтовых вод на глубине 1,0 м отрывается траншея при использовании тиксотропной суспензии $\gamma_p = 1,18 \times 10^4 \text{ Н/м}^3$, а на поверхности супеси расположен слой песка $\gamma_{п} = 1,8 \times 10^4 \text{ Н/м}^3$.

При проведении расчета вертикальной траншеи по формуле (18) для связных грунтов, используя данные примера и переводя нагрузку от песка в дополнительную нагрузку на супесь, получим: $A = 0,213$; $B = 0,472$; $C = 2,9233$; $Z = 13,88 \text{ м}$.

Авторы в [6] допустили ошибку, применив очень вязкий раствор, и не учли влияния высокого уровня грунтовых вод. Если поднять форшахту на 1,5 м выше, т. е. установить ее на дневную поверхность, то можно было бы применить раствор с $\gamma_p = 1,06 \times 10^4 \text{ Н/м}^3$.

Как было отмечено раньше, решение задачи устойчивости стен траншеи, заполненной тиксотропной суспензией, при однородных связных или несвязных грунтах и одинаковом загрузении обеих стен приводит к уравнению (18).

К такому же уравнению мы приходим при решении задачи с неоднородными слоями несвязных грунтов по всей толще прорезаемого массива или с неоднородными слоями грунтов, обладающих связностью по всей прорезаемой толще.

Если в перечисленных случаях поверхностная нагрузка $q_{1\text{пр}}$ одной стороны превосходит поверхностную нагрузку $q_{1\text{лев}}$, то искомая предельная глубина отыщется как среднее арифметическое от предельных глубин правой и левой сторон, т. е.

$$Z = \frac{Z_{\text{пр}} + Z_{\text{лев}}}{2},$$

где $Z_{\text{пр}}$ и $Z_{\text{лев}}$ находятся по тому же уравнению (18).

Задачи для грунтовой толщи, сложенной слоями связных и несвязных грунтов, следует начинать с построения эпюры давлений и решать, сравнивая вес суспензии, измеряемой от поверхности до плоскости приложения равнодействующей давлений снаружи и изнутри, с величиной равнодействующей.

И, наконец, существует такой тип задач, в котором параллельно траншее на некотором расстоянии от нее или под некоторым углом в плане располагается распределенная нагрузка q_2 на площадке шириной b_1 . Тогда решение производится по одной из упомянутых выше методик без учета нагрузки q_2 , т. е. находится предельная глубина траншеи. До

этой глубины строится эпюра давлений с учетом распределенной эпюры q_2 , а затем заново определяется предельная глубина траншеи.

Автором разработаны таблицы алгоритмов решений, в полулогарифмической сетке вычерчены графики для определения предельной глубины вертикальных и наклонных траншей шириной 0,6 м в песчаных грунтах в зависимости от нагрузок на поверхности 0,2, 0,4 и 1,0 т/м², коэффициентов активного давления, плотностей тиксотропной суспензии и положения уровня грунтовых вод, которые могут использоваться при проектировании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Х а с е н е в и ч Л. С. Задача о равновесии жидкости внутри траншеи с непроницаемыми гибкими стенами и дном, сжатой сбоку песчаным грунтом, в условиях действия силы тяжести // Энергетика... (Изв. высш. учеб. заведений и энерг. объединений СНГ). — 1998. — № 6.
2. Р е к о н с т р у к ц и я фундаментов и усиление оснований существующих зданий и сооружений: Метод. пособие / Министерство народного образования БССР; БПИ. — Мн., 1990. — С. 30—31.
3. Ц ы т о в и ч Н. А. Механика грунтов. — М.: Гос. изд-во по строительству, архитектуре и строительным материалам. — 1963.
4. N a s h J., J o n e s G. The support of trenches using fluid mud // Proc. symp. Grouts and drilling muds in engineering practice. — Butterworths, Londres, 1963.
5. P i a s k o w s k i A., K o w a l e w s k i Z. Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting // Comptes, rendus du 6-e Congres international. — Montreal, 1965. — Tomes 2 et 3.
6. П о д з е м н ы е сооружения, возводимые способом «стена в грунте» / Под ред. В. М. Зубкова. — Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1977.
7. С о к о л о в с к и й В. В. Статика сыпучей среды. — М.: Физматгиз, 1960.

Поступила 7.02.2000