

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»

Строительный факультет

Кафедра строительных технологий, геотехники и экономики строительства

УТВЕРЖДЕН
на заседании кафедры
строительных технологий, геотехники и
экономики строительства
«30» августа_ 2017 г.,
протокол №1
Заведующий кафедрой
Н.С.Соколов_
«30» августа 2017 г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ

по дисциплине

«ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ»

Направление подготовки (специальность) 08.05.01 – «Строительство уникальных зданий и сооружений»

Квалификация (степень) выпускника – «Инженер-строитель»

Специализация № 2 "Строительство подземных сооружений"

Методические материалы разработаны на основе рабочей программы дисциплины, предусмотренной образовательной программой высшего образования (ОП ВО) по направлению подготовки 08.05.01 – «Строительство уникальных зданий и сооружений».

СОСТАВИТЕЛИ:

Доцент кафедры строительных технологий,
геотехники и экономики строительства _____ С.С.Викторова

СОГЛАСОВАНО:

Методическая комиссия строительного факультета «30» августа 2017 г., протокол
№1.

Декан факультета _____ А.Н. Плотников

Расчет подпорных стен.

По конструктивному решению подпорные стены подразделяются на массивные и тонкостенные.

В массивных подпорных стенах их устойчивость на сдвиг и опрокидывание при воздействии горизонтального давления грунта обеспечивается в основном собственным весом стены.

В тонкостенных подпорных стенах их устойчивость обеспечивается собственным весом стены и весом грунта, вовлекаемого конструкцией стены в работу.

Как правило, массивные подпорные стены более материалоемкие и более трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствующем, технико-экономическом обосновании (например, при возведении их из местных материалов, отсутствии сборного железобетона и т. д.).

3.2. Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного профиля и материалом (бетон, бутобетон и т. д.) (рис. 1).

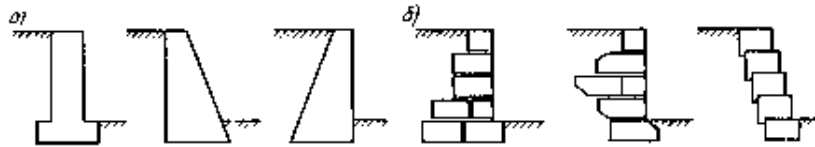


Рис. 1. Массивные подпорные стены

Нагрузки от подвижного транспорта (рис. 6) приводятся к эквивалентной равномерно распределенной полосовой нагрузке при следующих исходных данных:

для СК - $b_0 = 2,7$ м, а интенсивность нагрузки $q = 76$ кПа на уровне низа шпал;

для АК - $b_0 = 2,5$ м, а интенсивность нагрузки, кПа,

$$q = K(10,85 + y_a \operatorname{tg} \theta_0) / (0,85 + y_a \operatorname{tg} \theta_0) 2,55,$$

где $K = 1,1$ - для основных магистральных дорог; $K = 8$ - для внутренних хозяйственных дорог.

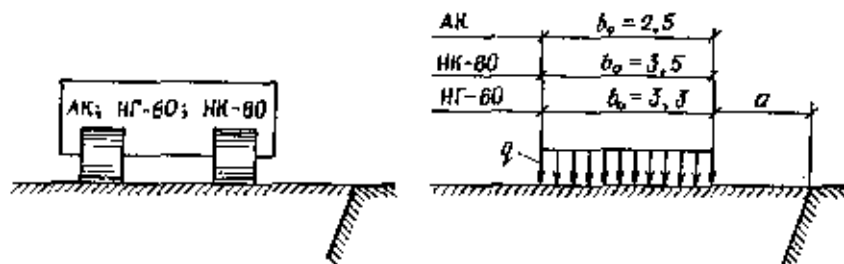


Рис. 2. Схема приведения нагрузок от подвижного транспорта к эквивалентной полосовой нагрузке

Пример 1.

Оценку инженерно-геологических условий площадки строительства производим путем изучения геологических разрезов и определения значений условных расчетных сопротивлений грунта.

Физико-механические свойства грунтов.

Таблица 1.1.

№	Наименование свойства	8\3,1	39\6,1	41\12,1	38
1	Удельный вес, γ (кН/м ³)	19,3	18,9	17,1	18,6
2	Удельный вес минеральных частиц, γ_s (кН/м ³)	26,7	27,3	27,2	27,1
3	Естественная влажность, W (в долях единиц)	0,23	0,24	0,30	0,26
4	Влажность на границе текучести, W_L (в долях единиц)		0,60	0,80	0,55
5	Влажность на границе раскатывания, W_p (в долях единиц)		0,25	0,29	0,24
6	Угол внутреннего трения, ϕ (°)	38	19	15	17
7	Удельное сцепление, C^H (кПа)		56	37	41
8	Коэффициент сжимаемости, m_0 (кПа)	30000	21000	14000	16000

По приведенным характеристикам определяем вид грунта и его состояние.

1. Число пластичности J_p :

$$J_p = W_L - W_p,$$

$$J_{p39} = 0,6 - 0,25 = 0,35 - \text{глина}$$

$$J_{p41} = 0,8 - 0,29 = 0,51 - \text{глина}$$

$$J_{p38} = 0,55 - 0,24 = 0,31 - \text{глина}$$

где: W_L – влажность на границе текучести, в долях единиц;

W_p – влажность на границе раскатывания, в долях единиц;

Типы глинистых грунтов

Таблица 1.2

Типы грунтов	Число пластичности
Супесь	$1 \leq J_p \leq 7$
Суглинок	$7 < J_p \leq 17$
Глина	$J_p > 17$

2. Показатель текучести J_L :

$$J_L = \frac{W - W_p}{J_p},$$

$$J_{L39} = (0,24 - 0,25) / 0,35 < 0 - \text{глина твердая}$$

$$J_{L41} = (0,3 - 0,29) / 0,51 = 0,19 - \text{глина полутвердая}$$

$$J_{L\ 38} = (0,26-0,24) / 0,31 = 0,06 \text{ – глина полутвердая}$$

где: W – естественная влажность, в долях единиц;

Разновидности глинистых грунтов

Таблица 1.3

Разновидности глинистых грунтов по консистенции	Показатель текучести
Суглинки и глины:	
твердые	$J_L < 0$
полутвердые	$0 \leq J_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 < J_L \leq 0,50$
мягкопластичные	$0,50 < J_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < J_L \leq 1,00$
текучие	$J_L > 1,00$

3. Зерновой гранулометрический состав.

По данным ситового анализа составлена таблица, пользуясь результатами которой определяем наименование песка

Данные ситового анализа

Таблица 1.4.

Номер грунта	> 10 мм	10 – 5 мм	5 – 2 мм	2 – 1 мм	1 – 0,5 мм	0,5 – 0,25 мм	0,25 – 0,1 мм	< 0,1 мм
8		3	20	12	24	9	18	14

Таблица 1.5.

Крупнообломочные и песчаные грунты

Типы грунтов	Распределение частиц по крупности в % от массы воздушно-сухого грунта
Крупнообломочные:	
Валунный грунт (при преобладании неокатанных частиц - глыбовый)	Масса частиц крупнее 200 мм составляет более 50%
Галечниковый грунт (при преобладании неокатанных частиц - щебенистый)	Масса частиц крупнее 10 мм составляет более 50 %
Гравийный грунт (при преобладании	Масса частиц крупнее 2 мм составляет

неокатанных частиц - дресвяный)	более 50 %
Песчаные:	
Пески гравелистые	Масса частиц крупнее 2 мм составляет более 25 %
Пески крупные	Масса частиц крупнее 0.5 мм составляет более 50 %
Пески средней крупности	Масса частиц крупнее 0.25 мм составляет более 50%
Пески мелкие	Масса частиц крупнее 0.1 мм составляет 75% и более
Пески пылеватые	Масса частиц крупнее 0.1 мм составляет менее 75%

Примечание. Для установления типа грунта по табл. 1.5 последовательно суммируются проценты содержания частиц исследуемого грунта: сначала - крупнее 200 мм, затем - крупнее 10 мм, далее - крупнее 2 мм и т.д. Тип грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований сверху вниз.

- 2 мм- 23%
- 0,5 мм – 59% - песок крупный

4. Коэффициент пористости e :

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1,$$

$$e_8 = 26,7 \setminus 19,3 (1 + 0,23) - 1 = 0,7 \text{ - песок средней плотности}$$

$$e_{39} = 27,3 \setminus 18,9 (1 + 0,24) - 1 = 0,79$$

$$e_{41} = 27,2 \setminus 17,19 (1 + 0,3) - 1 = 0,975$$

$$e_{38} = 27,1 \setminus 18,6 (1 + 0,26) - 1 = 0,84$$

где: γ_s – удельный вес твердых частиц, кН/м³;

γ – удельный вес, кН/м³;

Виды песков по плотности их сложения

Таблица 1.6

Пески	Плотность сложения песков		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0.55$	$0.55 \leq e \leq 0.70$	$e > 0.70$
	$e < 0.60$	$0.60 \leq e \leq 0.75$	$e > 0.75$
Мелкие	$e < 0.60$	$0.60 \leq e \leq 0.80$	$e > 0.80$
Пылеватые			

5. Степень влажности S_r , :

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w},$$

$$S_{r,8} = 0,23 * 26,7 / 0,7 * 10 = 0,877 - \text{песок насыщенный водой}$$

$$S_{r,39} = 0,24 * 27,3 / 0,79 * 10 = 0,829 - \text{глина насыщенная водой}$$

$$S_{r,41} = 0,3 * 27,2 / 0,975 * 10 = 0,84 - \text{глина насыщенная водой}$$

$$S_{r,38} = 0,26 * 27,1 / 0,84 * 10 = 0,84 - \text{глина насыщенная водой}$$

где: $\gamma_w = 10 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ – удельный вес воды,

Разновидности по степени влажности

Таблица 1.7

Грунты	Степень влажности S_r
Маловлажные	$0 < S_r \leq 0.5$
Влажные	$0.5 < S_r \leq 0.8$
Насыщенные водой	$0.8 < S_r \leq 1.0$

6. Просадочность

По предварительной оценке к набухающим от замачивания водой относятся глинистые грунты со степенью влажности меньше или равной 0,8, для которых показатель просадочности J_{ss} меньше значений, приведенных в табл.1.8

$$J_{ss} = (e_L - e) / (1 + e),$$

где e_L - коэффициент пористости, соответствующий влажности на границах текучести.

$$e_L = w_L \gamma_s / \gamma_w$$

Таблица 1.8

Число пластичности	$0,01 \leq J_p < 0,1$	$0,1 \leq J_p < 0,14$	$0,14 \leq J_p < 0,22$
Показатель просадочности J_{ss}	0,1	0,17	0,24

Так как все пылеватоглинистые грунты являются насыщенными водой т.е. степень влажности больше 0,8 т.о. они являются не набухающими и непросадочными

6. Коэффициент относительной сжимаемости m_v :

$$m_v = \beta / E_0$$

где $\beta = 1 - 2\mu^2 / (1 - \mu)$;

μ - коэффициент относительной поперечной деформации: для песков $\mu = 0.3$ глины – 0.42;

Пески - $\beta = 1 - 2 * 0,3^2 / (1 - 0,3) = 0,743$

Глины $\beta = 1 - 2 * 0,42^2 / (1 - 0,42) = 0,392$

$m_{v,8} = 0,743 / 30000 = 2,5 * 10^{-5}$ КПа - песок среднесжимаемый

$m_{v,39} = 0,392 / 21000 = 1,9 * 10^{-5}$ КПа – глина среднесжимаемая

$m_{v,41} = 0,392 / 14000 = 2,8 * 10^{-5}$ КПа – глина повышенной сжимаемости

$m_{v,38} = 0,392 / 16000 = 2,45 * 10^{-5}$ КПа - глина повышенной сжимаемости

7. Условное расчётное сопротивление:

Важной характеристикой несущей способности является расчетное сопротивление грунтов основания R_0 , кПа, ориентировочно оценивающее допускаемое давление на данный грунт под подошвой фундамента, имеющего ширину 1 м и глубину заложения 2 м.

Формула для граничных значений:

$$R_{0(J_L)} = R_{0(1;0)} - J_L * [R_{0(1;0)} - R_{0(1;1)}],$$

где $R_{0(1;0)}$ – табличное значение R_0 для e_1 при $J_L = 0$;

$R_{0(1;1)}$ – табличное значение R_0 для e_1 при $J_L = 1$;

Формула для промежуточных значений:

$$R_{0(e,J_L)} = (e_2 - e) / (e_2 - e_1) * [(1 - J_L) * R_{0(1;0)} + J_L * R_{0(1;0)}] + (e - e_1) / (e_2 - e_1) * [(1 - J_L) * R_{0(2;0)} + J_L * R_{0(2;1)}],$$

- e_1 и e_2 – соседние значения e в интервале между которыми находится коэффициент пористости данного грунта;

- e и J_L – характеристики грунта, для которого ищется R_0

Расчетные сопротивления R_0 глинистых грунтов

Таблица 1.9

Пылевато - глинистые грунты	Коэффициент пористости	Значения R_0 , кПа, при показателе текучести	
		$J_L = 0$	$J_L = 1$
	e		
Супеси	0,5	300	350
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	350
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов основания

Таблица 1.10

Пески	Значения R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	Плотные	Средней плотности

Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:	400	300
маловлажные	300	200
влажные и насыщенные водой	300	250
Пылеватые:		
маловлажные	200	150
влажные	150	100
насыщенные водой		

Для слоя №8 - $R_o = 500$ КПа – для песка крупного средней плотности

Для слоя №39 - $R_{o(0,79;)} = 300$ КПа

Для слоя № 41 - $R_{o(0,975;0,19)} = (1,1 - 0,975) / (1,1 - 0,8) * [(1 - 0,19) * 300 + 0,19 * 200] + (0,975 - 0,8) / (1,1 - 0,8) * [(1 - 0,19) * 250 + 0,19 * 250] = 260$ КПа

Для слоя № 38 - $R_{o(0,84;0,06;)} = 300$ КПа

Определение активного давления от собственного веса грунтов.

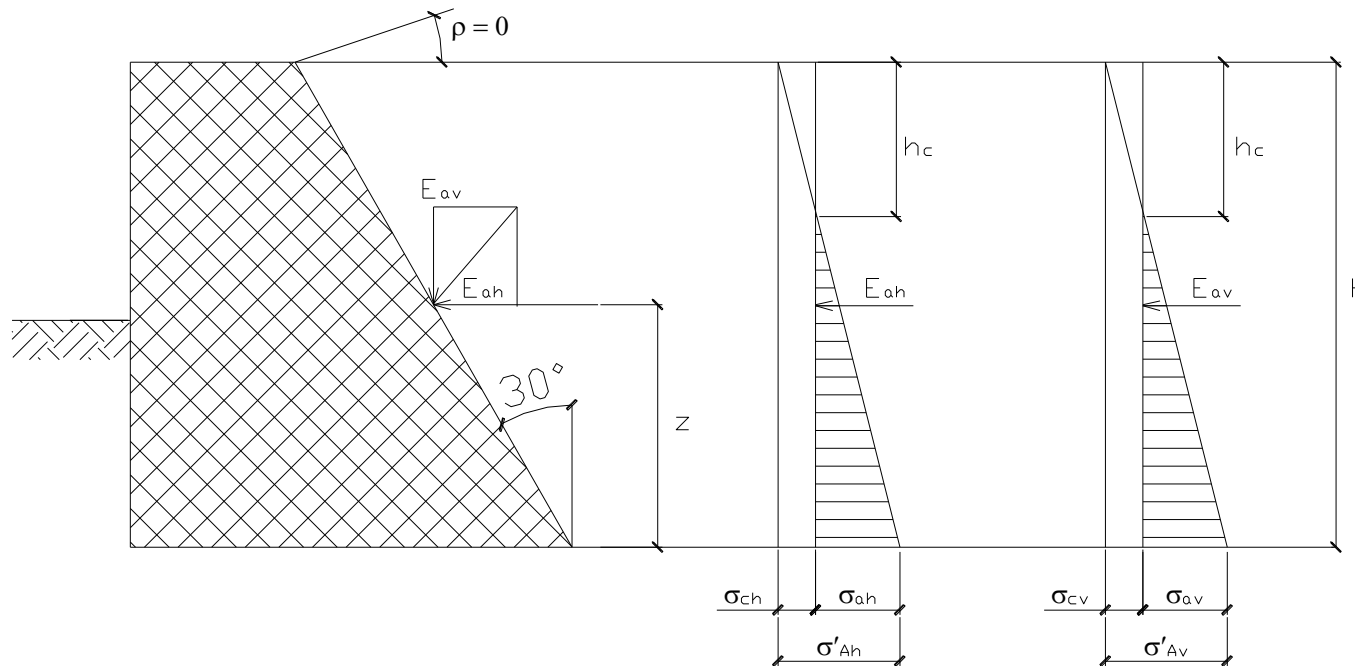


Рис. 1.1 К определению активного давления от собственного веса грунтов.

Коэффициент активного давления

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \xi)}{\cos \xi \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\xi + \delta) \cdot \cos(\xi - \rho)}} \right)} \right]^2 ;$$

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(14,87 - 17)}{\cos 17 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(14,87 + 7,44) \cdot \sin(14,87 - 0)}{\cos(17 + 7,44) \cdot \cos(17 - 0)}} \right)} \right]^2 = 0,48$$

Определяем для связного грунта горизонтальную составляющую исходя из предположения прямолинейной поверхности скольжения призмы обрушения по формуле:

$$\sigma'_{Ah} = \sigma_{ah} - \sigma_{ch};$$

где: $\sigma_{ah} = H \cdot \gamma'_I \cdot \lambda_a$;

$$\sigma_{ah} = 4,5 \cdot 18,86 \cdot 0,48 = 131,26 \text{ КН/м}^2$$

Так как глинистый грунт обладает связностью, определяем напряжение зависящее от удельного сцепления

$$\sigma_{ch} = c'_I \cdot k;$$

$$k = \frac{1}{\text{tg } \varphi} \left[\frac{\cos(\xi + \delta)}{\cos \xi \cdot \cos \delta} - \lambda_a \frac{\cos \xi \cdot \cos \rho}{\cos(\xi - \rho)} \right];$$

$$k = \frac{1}{\text{tg } 14,87} \left[\frac{\cos(17 + 7,44)}{\cos 17 \cdot \cos 7,44} - \lambda_a \frac{\cos 17 \cdot \cos 0}{\cos(17 - 0)} \right] = 1,25$$

$$\sigma_{ch} = 7 \cdot 1,25 = 8,75 \text{ КН/м}^2$$

$$\sigma'_{Ah} = 131,26 - 8,75 = 122,51 \text{ КН/м}^2$$

Определим вертикальную составляющую по формуле:

$$\sigma'_{Av} = \sigma'_{Ah} \cdot \text{tg}(\xi + \delta)$$

$$\sigma'_{Av} = 122,51 \cdot \text{tg}(17 + 7,44) = 49,49 \text{ КН/м}^2$$

Определим горизонтальную и вертикальную составляющие активного давления грунта E_{ah} и E_{av} по формулам:

$$E_{ah} = \frac{\sigma'_{Ah}}{2} (H - h_c); \quad E_{av} = \frac{\sigma'_{Av}}{2} (H - h_c);$$

$$\text{где: } h_c = \left(\frac{\sigma_{ch}}{\sigma_{ah}} \right) \cdot H ;$$

$$h_c = \left(\frac{8,75}{131,26} \right) \cdot 4,5 = 0,3 \text{ м}$$

$$E_{ah} = \frac{122,51}{2} (4,5 - 0,3) = 257,27 \text{ КН}$$

$$E_{av} = \frac{49,49}{2} (4,5 - 0,3) = 103,93 \text{ КН}$$

Определение активного давления от равномерно распределенной нагрузки приложенной на горизонтальной поверхности грунта обратной засыпки.

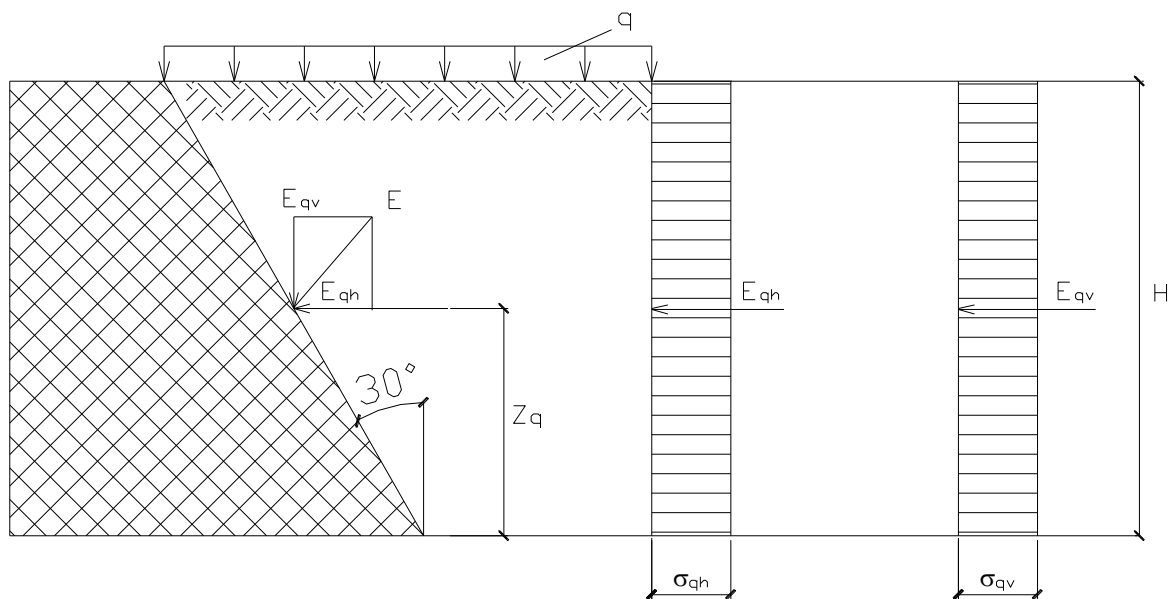


Рис. 1.2. . К определению активного давления от равномерно распределенной нагрузки приложенной на горизонтальной поверхности грунта обратной засыпки.

Определим горизонтальную σ_{qh} составляющую активного давления грунта от нагрузки q на глубине z по формуле:

$$\sigma_{qh} = q \cdot \lambda_a$$

$$\sigma_{qh} = 19 \cdot 0,48 = 9,12 \text{ КН/м}^2$$

Определим вертикальную σ_{qv} составляющую активного давления грунта от нагрузки q на глубине z по формуле:

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \cdot \text{tg}(\xi + \delta)$$

$$\sigma_{qv} = 9,12 \cdot \text{tg}(17 + 7,44) = 3,68 \text{ КН/м}^2$$

Определим горизонтальную и вертикальную составляющие активного давления грунта по нагрузке E_{qh} и E_{qv} по формулам:

$$E_{qh} = \sigma_{qh} \cdot H; \quad E_{qv} = \sigma_{qv} \cdot H;$$

$$E_{qh} = 9,12 \cdot 4,5 = 41,04 \text{ КН}$$

$$E_{qv} = 3,68 \cdot 4,5 = 16,56 \text{ КН}$$

Определение пассивного сопротивления грунтов.

Пассивное сопротивление грунта определяется по формуле:

$$\sigma_{ph} = \sigma_{p\phi} + \sigma_{pc};$$

где: $\sigma_{p\phi} = \gamma'_l \cdot d \cdot \lambda_p$;

d – глубина заложения подошвы фундамента, м;

λ_p – коэффициент пассивного сопротивления, определяемый по зависимости

$$\lambda_p = \text{tg}^2(45 + \varphi'_l / 2);$$

$$\lambda_p = \text{tg}^2(45 + 14,87 / 2) = 0,73$$

$$\sigma_{p\phi} = 18,86 \cdot 3,0 \cdot 0,73 = 41,3 \text{ КН/м}^2$$

$$\sigma_{pc} = 2 \cdot c'_l \cdot \sqrt{\lambda_p};$$

$$\sigma_{pc} = 2 \cdot 7 \cdot \sqrt{0,73} = 11,96 \text{ КН/м}^2$$

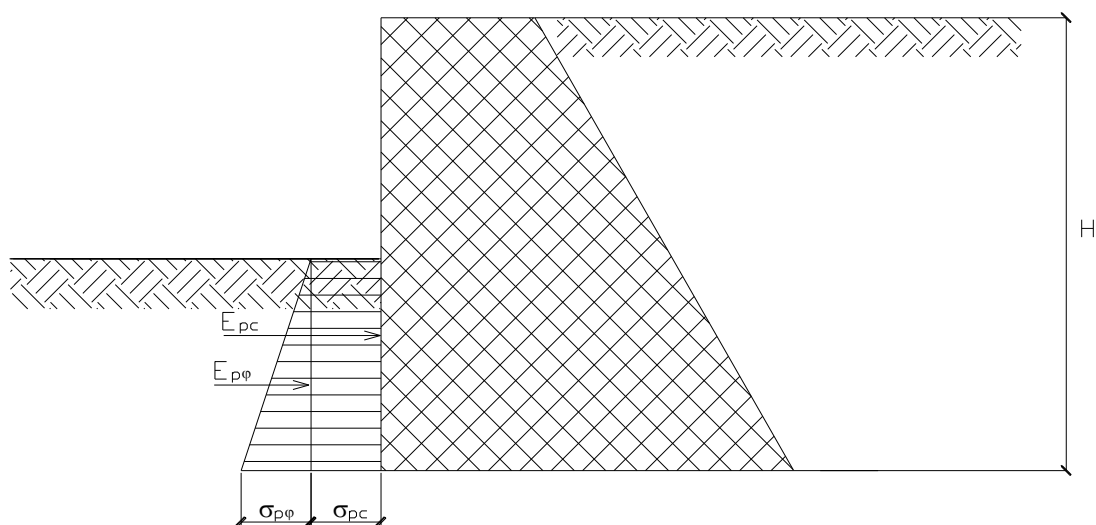
Горизонтальные составляющие пассивного сопротивления грунта $E_{p\phi}$ и E_{pc} по формулам:

$$E_{p\phi} = \frac{\sigma_{p\phi} \cdot d}{2}; \quad E_{pc} = \sigma_{pc} \cdot d;$$

$$E_{p\phi} = \frac{41,3 \cdot 3}{2} = 61,95 \text{ КН}$$

$$E_{pc} = 11,96 \cdot 3 = 35,88 \text{ КН}$$

Произведем вычисления по данным формулам:



;

Рис. 1.3.. Схема к определению пассивного сопротивления грунтов

Расчет основания против сдвига.

Устойчивость подпорной стены против сдвига при нескальных грунтах определяется по формуле:

$$F_{sa} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_q} \cdot F_{sr};$$

где: $F_{sa} = (E_{qh} + E_{ah}) \cdot \gamma_f$ – сдвигающая сила;

$$F_{sa} = (41,04 + 122,51) \cdot 0,9 = 147,2 \text{ КН}$$

$F_{sr} = (E_{qv} + E_{av} + N_{f1} + N_{f2} + N_q) \cdot \gamma_f \cdot \text{tg}(\varphi_1 - \beta) + (E_{pc} + E_{c\phi}) \cdot \gamma_f + b \cdot c_1$ – удерживающая сила;

$$N_{f1} = c \cdot H \cdot \gamma_{жб} = 0,5 \cdot 4,5 \cdot 24 = 54 \text{ КН}$$

$$N_{f2} = (a - c) \cdot H \cdot \gamma_{жб} \sqrt{2} = (2,5 - 0,5) \cdot 4,5 \cdot 24 \sqrt{2} = 108 \text{ КН}$$

Расчет основания против сдвига производим для четырех значений угла β :

Первый случай: $\beta_1 = 0$;

$$F_{sr} = (16,56 + 103,93 + 54 + 108) \cdot 0,9 \cdot \text{tg}(13,04 - 0) + (35,88 + 61,95) \cdot 0,9 + 2,5 \cdot 24,67 = 209,03 \text{ КН}$$

Проверим условие

$$147,2 \leq \frac{0,9}{1,1} \cdot 209,03 = 171 \text{ КН}$$

Второй случай: $\beta_2 = 0,5\varphi_1$

При этом изменяются значения глубины заложения и пассивного сопротивления:

$$d_1 = d + a \cdot \cos \beta_2 = 3,0 + 2,5 \cdot \cos 6,52 = 3,36 \text{ м}$$

$$\sigma_{p\phi} = 18,86 \cdot 3,36 \cdot 0,73 = 46,3 \text{ КН/м}^2$$

$$E_{p\phi} = \frac{46,3 \cdot 3,36}{2} = 77,78 \text{ КН}$$

$$E_{pc} = 11,96 \cdot 3,36 = 40,18 \text{ КН}$$

$$F_{sr} = (16,56 + 103,93 + 54 + 108) \cdot 0,9 \cdot \text{tg}(13,04 - 6,52) + (40,18 + 77,78) \cdot 0,9 + 2,5 \cdot 24,67 = 200,63 \text{ КН}$$

Проверим условие

$$147,2 \leq \frac{0,9}{1,1} \cdot 200,63 = 164,16 \text{ КН}$$

Третий случай: $\beta_3 = \varphi_1$

При этом изменяются значения глубины заложения и пассивного сопротивления:

$$d_1 = d + a \cdot \cos \beta_2 = 3,0 + 2,5 \cdot \cos 13,04 = 3,58 \text{ м}$$

$$\sigma_{p\phi} = 18,86 \cdot 3,58 \cdot 0,73 = 49,3 \text{ КН/м}^2$$

$$E_{p\phi} = \frac{49,3 \cdot 3,58}{2} = 88,82 \text{ кН}$$

$$E_{pc} = 11,96 \cdot 3,58 = 42,82 \text{ кН}$$

$$F_{sr} = (16,56 + 103,93 + 54 + 108) \cdot 0,9 \cdot \text{tg}(13,04 - 13,04) + (42,82 + 88,82) \cdot 0,9 + 2,5 \cdot 24,67 = 181,15 \text{ кН}$$

Проверим условие

$$147,2 \leq \frac{0,9}{1,1} \cdot 181,15 = 147,44 \text{ кН}$$

Следовательно, принятые размеры подпорной стенки удовлетворяют условию против сдвига.

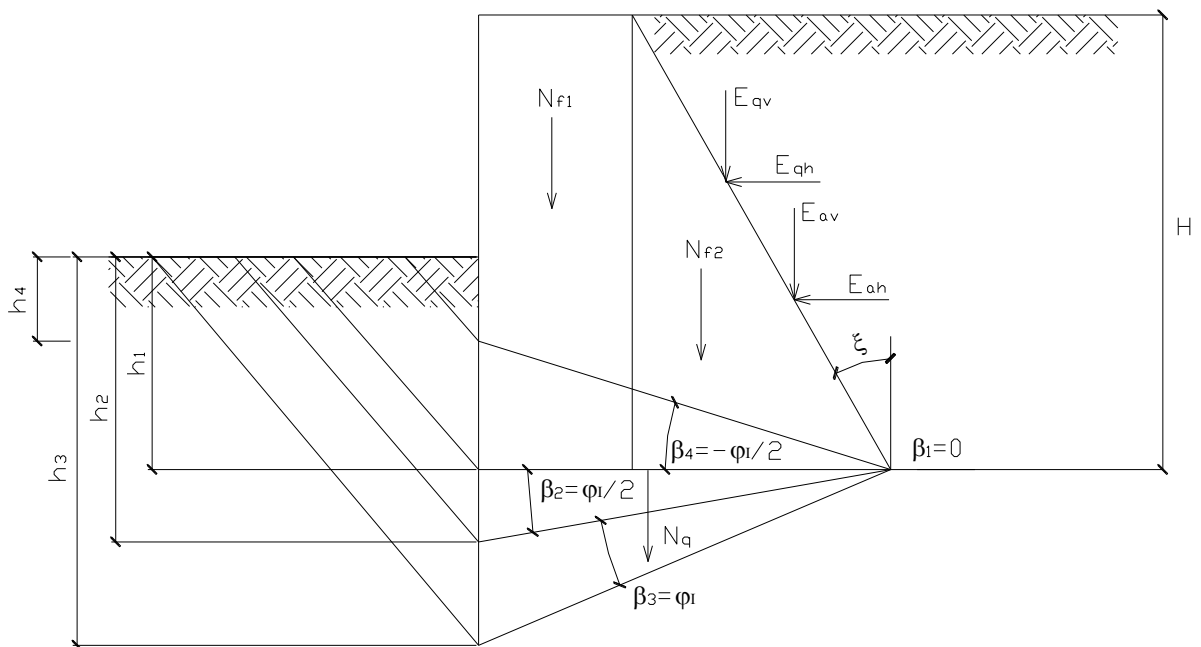


Рис. 1.4. Схема к расчету основания против сдвига.

Расчет прочности основания

Расчет устойчивости основания:

$$N_v = \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot F_u,$$

где: N_v – сумма всех вертикальных сил на ось центра тяжести подошвы фундамента;

$\gamma_c = 0,9$ – коэффициент условной работы;

$\gamma_n = 1,1$ – коэффициент надежности по назначению;

F_u – величина составляющая сопротивление основания, определяется по формуле:

$$F_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi \cdot \gamma_I \cdot b' + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_I' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I),$$

где: b' и l' – приведенные ширина и длина фундамента;

$b' = b - 2e_b$;

$l' = 1 = 1$ (для подпорных стен);

N_γ, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, зависят от расчетного значения угла внутреннего трения φ_1 и приведенного значения угла наклона δ ;
 $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$ – коэффициенты формы подошвы фундамента;

Вычислим значение эксцентриситета приложения равнодействующей всех сил по формуле:

$$e_b = \frac{\sum M}{\sum N_v} = \frac{\sum N_v \cdot l_i + \sum N_n \cdot z_i}{\sum N_v};$$

$$e_b = \frac{\sum M}{\sum N_v} = \frac{\sum (108 \cdot 0,5 + 103,93 \cdot 0,7 + 16,56 \cdot 0,4 - 54 \cdot 1) + \sum (257,27 \cdot 1,4 + 41,04 \cdot 2,25)}{\sum (54 + 108 + 103,93 + 16,56)}$$

= 0,7 м

Приведенная ширина подошвы стены:

$$b' = b - 2e_b$$

$$b' = 2,5 - 2 \cdot 0,7 = 1,1 \text{ м}$$

Вычислим угол наклона равнодействующей:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{N_n}{N_v},$$

где: $N_n = E_{ah} + E_{qh} = 257,27 + 41,04 = 298,31$ кН

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{N_n}{N_v} = 298,31 / 282,49 = 1,056 \text{ т.о. угол составляет } 51 \text{ градус.}$$

$$F_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot b' + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_1) = 1,1 \cdot$$
$$\cdot (0,21 \cdot 1,1 \cdot 17,96 + 2,06 \cdot 18,86 \cdot 3 + 3,94 \cdot 24,67) = 239,69 \text{ кН}$$

Расчет устойчивости основания:

$$N_v = 198,31 \leq \frac{0,9}{1,1} \cdot 239,69 = 196,11 \text{ кН}$$

Данное условия не выполняется. Но точность инженерных расчетов позволяет не выполнения условия не более чем на 5%. В данном случае этот процент составляет 1,12%, поэтому оставляем принятые размеры подпорной стенки.

Расчет основания по деформациям.

При отсутствии специальных требований расчет оснований по деформациям считается удовлетворенным, если выполняются условия:

$$P < R;$$

где: P – среднее давление по подошве фундамента;

R – расчетное сопротивление грунта;

Расчет ведем по второму предельному состоянию. Для определения расчетного сопротивления грунта предварительно находим коэффициенты:

Расчетное сопротивление грунта под подошвой стены:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right]$$

где: k - коэффициент, принимаемый, 1, т.к. φ и c приняты по таблицам и 1 – если прочностные характеристики определены непосредственными испытаниями;
 $\gamma_{c1} \gamma_{c2}$ - коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. СНиП в зависимости от вида основания и конструктивных размеров подпорной стенки.

$\gamma_{II}, \gamma'_{II}$ - усредненные расчетные значения удельного веса грунтов залегающих соответственно ниже и выше подошвы фундамента, кН/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_b - глубина подвала;

M_{γ}, M_q, M_c - безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. СНиП в зависимости от угла внутреннего трения грунта основания;

d_I - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_I = h_s + h_{sf} \cdot \gamma_{sf} \cdot \gamma'_{II}$$

h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала;

h_{sf} - толщина конструкции пола подвала;

γ_{sf} - расчетное значение удельного веса материала пола подвала.

Сумма проекций всех сил на вертикаль:

$$F_v = (E_{qv} + E_{av} + N_{f1} + N_{f2}) = 16,56 + 103,93 + 54 + 108 = 282,49 \text{ КН}$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$P = 282,49 / 2,5 = 112,49 \text{ КН/м}^2$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \left[0,32 \cdot 2,5 \cdot 17,96 + 2,20 \cdot 3,0 \cdot 18,86 + 4,75 \cdot 37 \right] = 415,26 \text{ КН} > 112,47 \text{ КН}$$

Следовательно, оставляем принятые размеры подпорной стенки.

Задача № 2

Подпорная стенка высотой H с абсолютно гладкими вертикальными гранями и горизонтальная поверхность засыпки грунта за стенкой имеет заглубление фундамента $h_{\text{загл}}$ и ширину подошвы фундаментов B . Засыпка за стенкой и основание представлены глинистым грунтом, имеющим следующие характеристики физико-механических свойств: удельный вес γ , угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c . Требуется определить:

а) аналитическим методом значения равнодействующих активного и пассивного давлений грунта на подпорную стенку без учета нагрузки на поверхности засыпки, построить

эпюры активного и пассивного давлений грунта, указать направление и точки приложения равнодействующих давлений грунта;

б) графическим методом, предложенным Кулоном, значение максимального давления грунта на заднюю грань подпорной стенки при наличии на поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q . Исходные значения приведены в таблице 2.1

Таблица 2.1

Вариант	H, м	h, м	b, м	γ кН/м ³	φ , град	c, МПа	q, МПа
1	6.0	1.8	2.8	20.5	16	0.016	0.15
2	8.0	2.2	3.6	19.8	19	0.018	0.22
3	7.0	2.0	3.2	20.2	17	0.015	0.16
4	5.0	1.9	2.4	20.9	18	0.021	0.15
5	9.0	2.5	4.0	20.8	21	0.023	0.18
6	4.0	1.6	1.9	19.7	20	0.019	0.12
7	6.0	1.9	2.6	20.5	14	0.014	0.24
8	10.0	3.2	3.8	19.8	22	0.022	0.25
9	8.0	2.3	3.4	19.6	23	0.025	0.15
10	7.0	2.4	3.0	20.4	19	0.025	0.14

Решение:

Давление грунта на подпорную стенку называется активным E_a . Если же стенка под действием приложенных к ней сдвигающих сил стремится сама переместиться в сторону грунта, то она встречает со стороны грунта сопротивление, называемое пассивным давлением или отпором E_p .

Поскольку давление грунта на стенку подчиняется закону прямой, то для построения эпюры давления земли на стенку достаточно двух координат: вверху и в уровне подошвы фундамента подпорной стенки.

Верхняя координата при отсутствии нагрузки на поверхности засыпки равна нулю.

Величина активного давления грунта в уровне подошвы подпорной стенки равна

$$\sigma_A = \gamma * H * \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - 2c * \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2)$$

Полное активное давление грунта на 1 метр длины подпорной стенки с учетом сцепления грунта определяем согласно формуле:

$$E_A = 1/2 * \gamma * H^2 * \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - 2c (H * \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2) - c/\gamma)$$

Определим расстояние от верха стенки до начала эпюры давления грунта на стенку с учетом сцепления грунта

$$h_c = 2 * c / \gamma * \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2)$$

Определяем высоту эпюры давления грунта на подпорную стенку с учетом сцепления грунта

$$H_c = H - h_c$$

Точка приложения E_A находится от подошвы фундамента на расстоянии

$$e = H_c / 3$$

Пассивное давление грунта на уровне обреза фундамента при $z = 0$ и в уровне подошвы фундамента при $z = h_{\text{загл}}$ определим по формуле

$$\sigma_{\text{п}} = \gamma * z * \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) + 2c * \text{tg} (45^\circ + \varphi/2)$$

Полное пассивное давление грунта на 1 метр длины стенки при $H = h_{\text{загл}} = 1.8$ м равно

$$E_{\text{п}} = 1/2 * \gamma * H^2 * \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) + 2 * c * H * \text{tg} (45^\circ + \varphi/2)$$

Точка приложения пассивного давления $E_{\text{п}}$ при $H = h_{\text{загл}}$ находится на высоте e от подошвы фундамента

$$e = H/3 * (a + 2d / a + d)$$

Пользуясь полученными данными строим эпюру распределения давления грунта на подпорную стенку с учетом сцепления грунта.

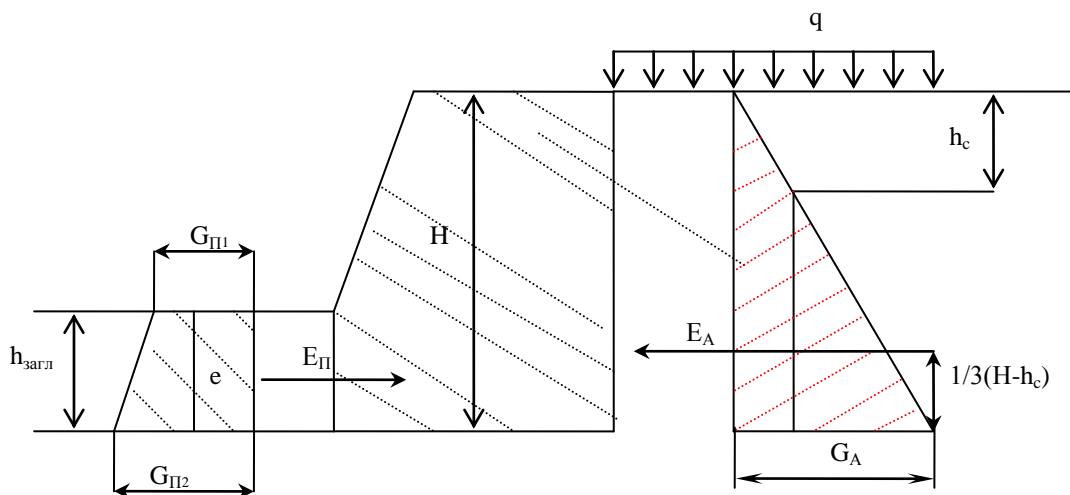


Рис. 2. Эпюра распределения давления грунта на подпорную стенку с учетом сцепления грунта.

б) Активное состояние деформации или обрушения грунтовой массы отвечает условию, когда под весом грунта или пригрузке по его поверхности возникает стремление к перемещению грунта в боковом направлении. Поскольку такое напряженное состояние грунтовой массы за стенкой (при минимальном перемещении последней) является предельным, к нему может быть применено условие прочности Мора – Кулона, причем, по площадкам скольжения действуют и касательные и нормальные напряжения, а по горизонтальным и вертикальным площадкам - только нормальные.

Из круга Мора следует, что площадки сдвига всегда образуют с направлением большего главного напряжения - угол равный $(45^\circ - \varphi/2)$, а с направлением меньшего главного напряжения - угол, равный $(45^\circ + \varphi/2)$. В связи с этим плоские предельные поверхности скольжения для активного и пассивного состояний грунта на строятся с

учетом указанных углов наклона. По определению Кулона призма авс - это призма обрушения при активном напряженном состоянии грунта, а призма a¹ в¹с¹ - призма выпора при пассивном напряженном состоянии грунта.

Для построения эпюры распределения давления на стенку интенсивность равномерно распределенной нагрузки заменим фиктивной высотой грунта засыпки, вычисленной по формуле

$$h = q / \gamma$$

Величина давления грунта в уровне подошвы фундамента при $z = H$ определим по формуле

$$\sigma_A = \gamma * (H + h) * \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2 * c * \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

Величина полного активного давления на 1 метр длины стенки равна

$$E_A = \frac{1}{2} * \gamma * H * (H + 2h) * \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c * (H + h) * \tan(45^\circ - \varphi/2) - c/\gamma$$

Расстояние точки приложения силы E_A от подошвы фундамента стенки

$$e = \frac{H}{3} * \frac{(H + 3h)}{(H + 2h)}$$

Пользуясь полученными данными, строим эпюру распределения давления грунта на подпорную стенку с учетом сцепления грунта.

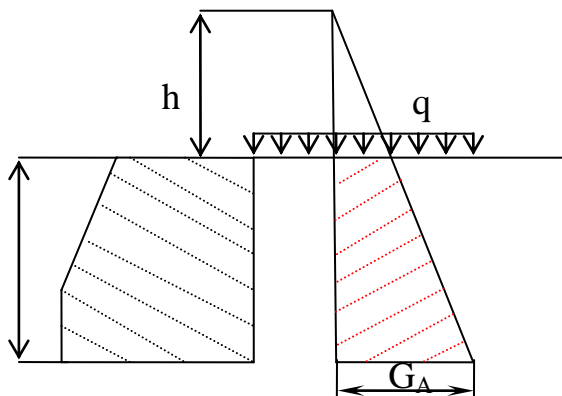


Рис.2.1 Эпюра распределения давления грунта на подпорную стенку с учетом сцепления грунта.

Задача.3

Равномерно распределенная в пределах прямоугольной площадки $a \times b$ нагрузка интенсивностью P приложена к слою суглинка (мощность h_1 , коэффициент относительной сжимаемости m_{v1} , коэффициент фильтрации $K_{ф1}$), подстилаемому глиной ($h_2, m_{v2}, K_{ф2}$). Определить по методу эквивалентного слоя значение полной стабилизированной осадки грунтов, изменение осадки грунтов во времени в условиях одномерной задачи теории фильтрационной консолидации, построить график стабилизации осадки вида $S=f(t)$. Исходные данные приведены в таблице 3.1

Таблица 3.1

Вариант	a, м	b, м	P, Мпа	h ₁ , м	K _{ф1} , м/сут	m _{v1} , МПа ⁻¹	h ₂ , м	K _{ф2} , м/сут	m _{v2} , МПа ⁻¹
---------	------	------	--------	--------------------	-------------------------	-------------------------------------	--------------------	-------------------------	-------------------------------------

1	2.0	2.0	0.24	2.3	0.176	1.9* *10 ⁻⁵	3.9	0.284	3.6* *10 ⁻⁶
2	2.2	2.2	0.21	2.8	0.139	3.7* *10 ⁻⁵	4.1	0.215	3.9* *10 ⁻⁶
3	3.6	2.4	0.19	3.1	0.065	1.0* *10 ⁻⁵	4.8	0.124	2.2* *10 ⁻⁶
4	3.5	1.7	0.17	3.2	0.076	2.1* *10 ⁻⁴	3.5	0.381	1.6* *10 ⁻⁵
5	5.6	2.8	0.22	3.8	0.105	4.4* *10 ⁻⁵	5.6	0.245	6.0* *10 ⁻⁶
6	3.0	2.0	0.23	2.9	0.087	2.0* *10 ⁻⁵	4.3	0.147	3.3* *10 ⁻⁶
7	3.2	3.2	0.18	2.4	0.148	1.2* *10 ⁻⁴	5.8	0.258	4.8* *10 ⁻⁵
8	3.8	1.9	0.28	3.9	0.105	2.3* *10 ⁻⁵	3.4	0.276	1.4* *10 ⁻⁶
9	1.9	1.9	0.16	1.8	0.222	1.5* *10 ⁻⁵	4.4	0.065	7.3* *10 ⁻⁸
10	2.5	2.5	0.26	2.7	0.095	5.5* *10 ⁻⁵	4.7	0.196	2.8* *10 ⁻⁹

Решение:

Расчет осадки во времени производится на основе фильтрационной теории консолидации. В этой теории грунты рассматриваются в состоянии “грунтовой массы” т.е. с полным насыщением пор свободной гравитационной водой и при отсутствии сил сцепления. Скорость затухания осадки во времени зависит от скорости выдавливания (фильтрации) воды из пор уплотняемого грунта. Предполагается, что ток фильтрационной воды направлен вертикально и в начальный момент времени все внешнее давление воспринимает вода. По мере отжатия воды из пор в работу включаются минеральные частицы. Осадка закончится тогда, когда всю нагрузку воспримут минеральные частицы.

Используя метод эквивалентного слоя определим время, при котором происходит данная степень фильтрационной консолидации.

Под эквивалентным слоем $h_{\text{Э}}$ подразумевается ограниченный по мощности слой грунта, который при сплошной равномерно распределенной нагрузке дает осадку S_2 , равномерную осадке фундамента ограниченного размера в плане S_1 при той же нагрузке и в тех же грунтовых условиях, т. е. $S_1 = S_2$.

Толщина эквивалентного слоя определяется по формуле

$$h_{\text{Э}} = A_{\text{vw}} * b,$$

A_{vw} - коэффициент эквивалентного слоя, зависит от вида грунта и конструктивных особенностей принятого фундамента, по таблице (3.2).

Мощность сжимаемой толщи

$$H_c = 2 * h_{\text{Э}}$$

При слоистой сжимаемой толщии определяем средний коэффициент относительной сжимаемости m_{vm}

$$m_{\text{vm}} = \left(\sum h_i * m_{\text{vi}} * Z_i \right) / 2 * h_{\text{Э}}^2,$$

Z_i – расстояние от нижней границы сжимаемой толщи до середины i - того слоя грунта;
 H_i – мощность i - того слоя грунта в пределах сжимаемой толщи ;
 m_{vi} - коэффициент относительной сжимаемости i - того слоя грунта ;

Коэффициент эквивалентного слоя.

Таблица 3.2

Соотношение $\eta = L \setminus v$	Гравий и галька	Пески		Суглинки пластичные		Глины сильно пластичные
	Глины и суглинки твердые		Супеси		Глины пластичные	
	При значении v					
	0,1	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
1	0,89	0,94	0,99	1,08	1,24	1,58
1,5	1,09	1,15	1,21	1,32	1,52	1,94
2	1,23	1,30	1,37	1,49	1,72	2,20
3	1,46	1,54	1,62	1,76	2,01	2,59
3	1,46	1,54	1,62	1,76	2,01	2,59
4	1,63	1,72	1,81	1,97	2,26	2,90
5	1,74	1,84	1,94	2,11	2,42	3,10
>10	2,15	2,26	2,38	2,60	2,98	3,82

Осадка методом эквивалентного слоя определяется по формуле

$$S = h_{\text{э}} * m_{vm} * P_o ,$$

Определим средний коэффициент фильтрации грунта

$$K_{\text{фм}} = H_c / \sum h_i | K_{\text{фI}}$$

Определяем коэффициент консолидации

$$C_{vm} = K_{\text{фм}} \setminus m_{vm} * \gamma_w$$

Находим время в течении которого происходит ранее вычисленная осадка

$$T = 4 * H_c^2 \setminus \Pi^2 * C_{vm}$$

Дальнейшие вычисления сведем в таблицу 3.3

Определение затухания осадки во времени

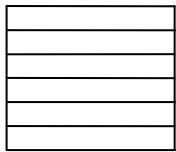
Таблица 3.3

U	N	$t = T * N$	$S_t = S * U$
0.1			
0.2			

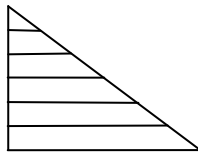
0.3			
0.4			
0.5			
0.6			
0.7			
0.8			
0.9			
0.95			

Зависимость значения N от U для трёх случаев							
U	N			U	N		
	1	2	3		1	2	3
0.1	0.02	0.12	0.005	0.6	0.71	0.95	0.42
0.2	0.08	0.25	0.02	0.7	1.00	1.24	0.69
0.3	0.17	0.39	0.06	0.8	1.40	1.64	1.08
0.4	0.31	0.55	0.13	0.9	2.09	2.35	1.77
0.5	0.49	0.73	0.24	0.95	2.80	3.17	2.54

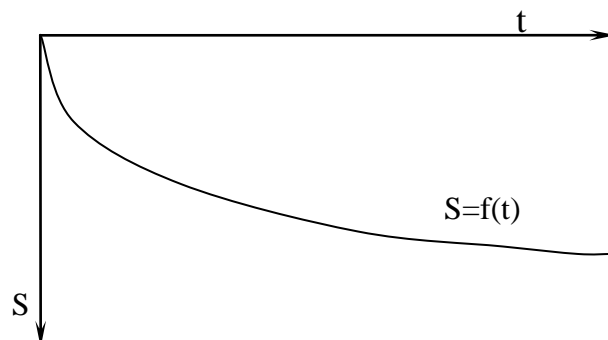
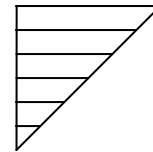
1



2

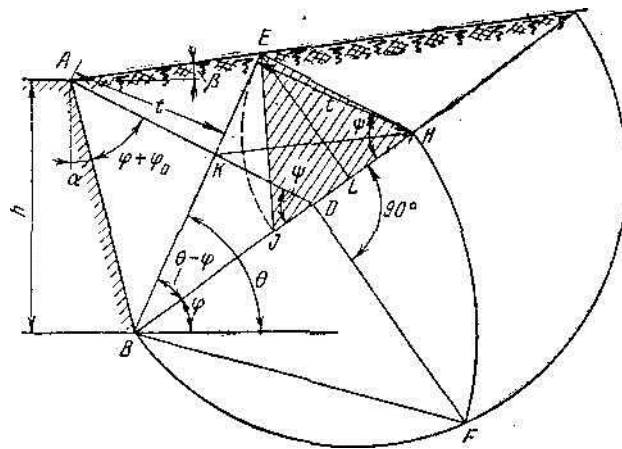


3



По вычисленным данным строим график затухания осадки во времени.

Задача 4.



Для определения активного давления грунта, ограниченного сверху плоскостью, на подпорную стенку можно выполнить построение, предложенное Понселе, в такой последовательности:

- 1) проводится линия BC под углом внутреннего трения к горизонту до пересечения с поверхностью сыпучего тела;
- 2) на отрезке BC, как на диаметре, строится полуокружность;
- 3) из точки A проводится прямая под углом $(\varphi + \varphi_0)$ к задней грани стены до пересечения с линией BC в точке D;
- 4) в точке D восстанавливается перпендикуляр до пересечения с полуокружностью в точке F;
- 5) радиусом BF делается засечка на линии BC в точке H;
- 6) через точку H проводится прямая, параллельная AD, до пересечения с поверхностью грунта в точке E;
- 7) из точки H радиусом EH делается засечка на линии BC в точке I;
- 8) точки B и E соединяются прямой, которая дает след плоскости скольжения, что позволяет определить угол θ ;

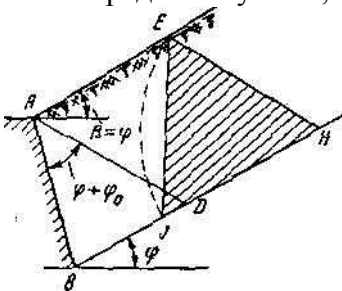


Рис 4.1

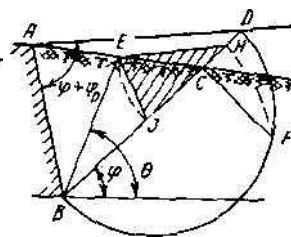


Рис. 4.2

9) точки E и I соединяются прямой и находится площадь треугольника EHI; умножив эту площадь на объемный вес грунта, получим силу активного давления грунта на подпорную стену.

Существует несколько особых случаев, когда данное построение невыполнимо или выполнимо только при некотором его видоизменении.

1. Поверхность грунта наклонена к горизонту под углом, равным углу внутреннего трения, т. е. когда $\beta = \varphi$ (рис. 4.1). Построение невыполнимо, так как точка C удаляется в бесконечность. Тем не менее, треугольник EHI может быть построен в любом месте между двумя параллельными прямыми. Плоскостью скольжения является плоскость, проведенная через точку B под углом внутреннего трения, а сползающей призмой — весь бесконечно большой объем грунта, заключенный между двумя параллельными плоскостями.

2. Линия AD, проведенная из точки A под углом $\varphi + \varphi_0$ к поверхности стены, пересекается с линией BC выше поверхности грунта (рис. 4.2).

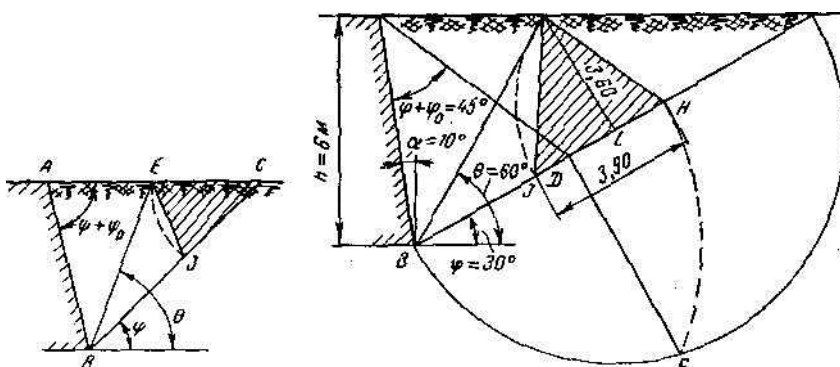
Построение оказывается выполнимым, но полуокружность нужно строить уже не на BC, а на BD, так как отрезок BH должен быть по-прежнему средне пропорциональным между BC и BD. Треугольники ABE и VEN равновелики.

3. Поверхность сыпучего тела составляет с задней гранью стены угол $\varphi + \varphi_0$.

Построение невыполнимо, но на основании первой из доказанных выше теорем для нахождения точки E достаточно разделить AC пополам.

4. $\varphi + \varphi_0 > 90^\circ$.

При этом линии AD и AC пересекаются с другой стороны напорной грани подпорной стены. Давление на нее не может быть найдено, так как угол $\psi = 90^\circ - \alpha - \varphi_0$ оказывается отрицательным, т. е. силовой треугольник не будет замкнут.



Задача 5.

Требуется определить графически силу давления грунта на подпорную стену высотой 6 м, если угол наклона стены к вертикали $\alpha = 10^\circ$, поверхность грунта горизонтальна, объемный вес грунта $\gamma = 1,8 \text{ Т/м}^3$, угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30^\circ$ и угол трения грунта о стену $\varphi_0 = 15^\circ$

Решение. Произведя построение Понселе, найдем исходя из принятого масштаба длин размеры треугольника EHI, показанные на чертеже.

Сила давления грунта на подпорную стену по формуле

$$Q = \gamma (\text{пл. } EHI) = 1,8 \cdot \frac{3,9 \cdot 3,6}{2} = 12,6 \text{ Т/м.}$$

Результат получается в тоннах на 1 пог. м стены по ее длине. Плоскость скольжения BE составляет с горизонтом угол $\theta = 60^\circ$,

