

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра геотехники и транспортных коммуникаций

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к практическим занятиям по дисциплине
«Механика грунтов, основания и фундаменты»
для студентов специальности
1-74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство»

Брест 2015

УДК 624.131

Изложена методика расчета оснований подпорных стенок гидротехнических сооружений по двум группам предельных состояний.

Эта методика может быть использована в курсовом и дипломном проектировании.

Составители: В.Н. Дедок, доцент
О.Н. Натарова, ст. преп.
Д.С. Козловский, ст. преп.

ВВЕДЕНИЕ

Настоящие методические указания предназначены для студентов специальности 1-74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство», изучающих курс "Механика грунтов, основания и фундаменты".

Практические работы являются важным этапом учебного процесса, так как они помогают закрепить и углубить теоретические знания, позволяют приобрести навыки в решении многих технических вопросов, а также правильно пользоваться нормами проектирования, стандартами и другой технической литературой.

Практические работы должны выполняться в постоянной связи с теоретическими положениями изучаемого курса.

Основная цель практических работ заключается в оценке прочности и деформируемости грунтового основания и в определении устойчивости возводимой на нем подпорной стенки гидротехнического сооружения.

В методических указаниях приведены пояснения к расчету оснований подпорной стенки по двум группам предельных состояний:

- по первой группе предельных состояний с целью обеспечения несущей способности оснований;
- по второй группе предельных состояний с целью ограничения деформаций основания.

Учитывая, что студенты выполняют задание в аудиторных условиях при небольшом резерве времени, даны некоторые упрощения в расчетах, а также отдельные отклонения от действующих правил и норм (полнота расчета, принятие окончательных размеров фундаментной части подпорной стенки и др.).

Практическое занятие № 1

Тема: «Оценка свойств грунтов строительной площадки»

Цель работы: определить наименование слоев грунтов, слагающих участок строительства, и оценить их свойства.

Ход работы

При проектировании оснований фундаментов сооружений по данным инженерно-геологических исследований необходимо оценить свойства грунтов строительной площадки с целью выбора несущего слоя грунта, оценки несущей способности и деформируемости основания.

Для каждого из вскрытых пластов должно быть определено наименование грунта. Состав и физические характеристики грунтов приведены в таблице А.1 приложения А.

Если в таблице исходных данных отсутствует влажность на границе текучести и раскатывания, то это означает, что грунт песчаный. Для определения наименования песчаного грунта необходимо знать гранулометрический состав, плотность сложения (коэффициент пористости) и степень влажности.

Для определения наименования глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель текучести.

Вид глинистого грунта определяют по числу пластичности:

$$J_p = \omega_L - \omega_p, \quad (1.1)$$

где

ω_L - влажность на границе текучести, %;

ω_p - влажность на границе раскатывания, %.

В зависимости от числа пластичности глинистые грунты подразделяются на супеси, суглинки, глины (таблица Б1, приложение Б).

Для определения консистенции глинистых грунтов вычисляют показатель текучести:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p}, \quad (1.2)$$

где

ω - естественная (природная) влажность, %.

В зависимости от показателя текучести супеси подразделяются на твердые, пластичные, текучие, а суглинки и глины - на твердые, полутвердые, тугопластичные, мягкопластичные, текучепластичные и текучие (таблица Б.2, приложение Б). Глинистые грунты текучей консистенции в качестве естественных оснований, как правило, не используются.

Вид песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу, таблица Б.3, приложение Б.

Затем, для каждого вида грунта необходимо подсчитать следующие производные характеристики:

1. Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01 \cdot \omega}, [\text{т/м}^3], \quad (1.3)$$

где

ρ - плотность грунта, т/м³.

2. Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (1.4)$$

где

ρ_s - плотность частиц грунта, т/м³.

По плотности укладки частиц, т.е. по величине коэффициента пористости, песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые (таблица Б.4, приложение Б). Использовать рыхлые пески в качестве естественного основания не рекомендуется, в особенности, если они насыщены водой, и тем более при динамических нагрузках.

3. Степень влажности:

$$S_r = \frac{0.01 \cdot \omega \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (1.5)$$

где

$\rho_w = 1,0 \text{ т/м}^3$ - плотность воды.

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой (таблица Б.5, приложение Б).

4. Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (1.6)$$

где

γ_s - удельный вес частиц грунта, кН/м³;

γ_w - удельный вес воды, кН/м³.

После определения классификационных характеристик песчаных и глинистых грунтов дается заключение по каждому слою геологического разреза. *Например, I слой - песок мелкий, средней плотности, маловлажный; II слой - суглинок тугопластичный.*

Нормативные значения прочностных характеристик песчаных грунтов (угол внутреннего трения и удельное сцепление) принимают по таблице Б.6, приложение Б).

Для глинистых грунтов нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления принимают по таблице Б.7, приложение Б.

Расчетные значения характеристик грунтов определяют по формуле:

$$X = \frac{X_n}{\gamma_q}, \quad (1.7)$$

где

γ_q - коэффициент надежности по грунту.

Расчетные значения характеристик грунтов φ , C и γ для расчетов по первой группе предельных состояний обозначаются φ_1 , C_1 и γ_1 , а для расчетов по второй группе - φ_{II} , C_{II} и γ_{II} . Расчетные значения остальных характеристик грунтов, принимаемые одинаковыми для обоих видов предельных состояний, индексов не имеют.

Для упрощения расчетов при вычислении расчетных значений φ , принять для песчаных грунтов $\gamma_q = 1,1$, для глинистых $\gamma_q = 1,15$, при вычислении C , принять $\gamma_q = 1,5$ и при вычислении γ , принять $\gamma_q = 1,02$.

Расчетные характеристики φ_{II} , C_{II} и γ_{II} следует определять при $\gamma_q = 1,0$.

По результатам компрессионных испытаний грунтов (таблица А.3 приложения А) строятся компрессионные кривые, которые в дальнейшем будут использованы для определения деформационных характеристик. Общий вид компрессионной кривой представлен на рисунке 1.1.

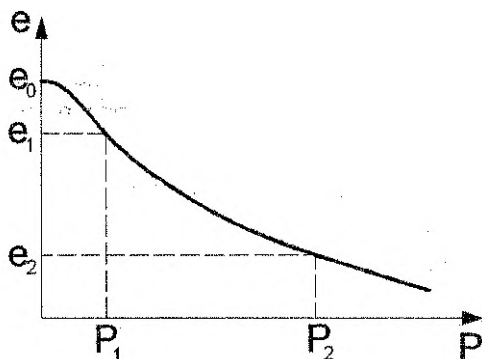


Рисунок 1.1 - Компрессионная кривая грунта

Данные о физико-механических характеристиках и показателях грунтов, слагающих строительную площадку, приводятся в сводной таблице 1.1, и на их основе определяется полное наименование грунтов, дается оценка возможности и целесообразности их использования в качестве несущего слоя основания и они используются при проектировании и связанными с ним расчетами.

Таблица 1.1 - Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов

№№ пласта	Наименование грунта	Удельный вес частиц, γ_s , кН/м ³	Удельный вес грунта, кН/м ³				Естественная влажность, W , %	Пластичность, %			Показатель текучести, J_L	Пористость, n	Коэффициент пористости, e	Степень влажности, S_r	Угол внутреннего трения, °		Удельное сцепление, кПа		Примечание
			γ_{II}	γ_I	$\gamma_{свI}$	$\gamma_{свII}$		ω_L	ω_p	J_p					φ_I	φ_{II}	C_I	C_{II}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

Пример. Оценить физико-механические свойства грунтов, представленных в таблице 1.2.

Таблица 1.2 - Инженерно-геологические данные строительной площадки

Наименование грунта	№ пласта	Мощность, м	Содержание частиц, %					Удельный вес частиц γ, кН/м ³	Удельный вес грунта, γ, кН/м ³	Естественная влажность, W, %	Пределы пластичности, %	
			> 2,0 мм	2,0 – 0,5 мм	0,5 – 0,25 мм	0,25 – 0,1 мм	< 0,1 мм				ω _L	ω _P
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Песчаный	1	12	1	11	24	29	35	26,3	18,3	8		
Глинистый	2	6						26,8	18,0	4	29	8

1-й пласт является песчаным, т.к. в таблице исходных данных отсутствует влажность на границе текучести и раскатывания. Чтобы определить вид песчаного грунта необходимо знать плотность, степень влажности и гранулометрический состав грунта.

Определим вид песчаного грунта по гранулометрическому составу.

Таблица 1.3 - Гранулометрический состав песчаного грунта

Наименование показателей	Гранулометрический состав				
	> 2 мм	2 – 0,5 мм	0,5 – 0,25 мм	0,25 – 0,1 мм	< 0,1 мм
Диаметр частиц					
Содержание частиц, %	1	11	24	29	35
Суммарное содержание частиц, %	1	12	36	65	100

Т.к. суммарное содержание частиц диаметром более 0,1 мм составляет 65%, что менее 75%, то песчаный грунт – пылеватый, таблица Б.3, приложение Б.

Определим плотность грунта в сухом состоянии по формуле (1.3):

$$\rho_d = \frac{1,87}{1+0,01 \cdot 8} = 1,73 \text{ т/м}^3$$

Определим коэффициент пористости грунта, используя формулу (1.4):

$$e = \frac{2,68}{1,73} - 1 = 0,55$$

По величине коэффициента пористости песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые. Т.к. $e=0,55 < 0,6$, значит, песчаный грунт плотный, таблица Б.4 приложения Б.

Определим степень водонасыщения грунта, для этого находим степень влажности – формула (1.5):

$$S_r = \frac{0,01 \cdot 2,68 \cdot 8}{0,55 \cdot 1} = 0,39$$

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой. Т.к. $0 < S_r = 0,39 < 0,5$, то песчаный грунт является маловлажным, таблица Б.5 приложения Б.

Определим удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды по формуле (1.6):

$$\gamma_{sb} = \frac{26,3 - 10,0}{1 + 0,55} = 10,5 \text{ кН/м}^3$$

Определяем нормативные значения прочностных характеристик: угол внутреннего трения и удельное сцепление, таблица Б.6 приложения Б: $\varphi_n = 34,0^\circ$, $C_n = 6,0$ кПа.

Расчетные значения характеристик грунтов определяют по формуле (1.7):

$$C_t = \frac{6,0}{1,5} = 4,0 \text{ кПа}, \quad \varphi_t = \frac{34,0}{1,1} = 30,9^\circ, \quad \gamma_t = \frac{18,3}{1,02} = 17,9 \text{ кН/м}^3, \quad \gamma_{sb1} = \frac{10,5}{1,02} = 10,3 \text{ кН/м}^3.$$

Расчетные значения по второй группе предельных состояний:

$$C_{II} = 6,0 \text{ кПа}; \quad \varphi_{II} = 34,0^\circ; \quad \gamma_{II} = 18,3 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{sbII} = 10,5 \text{ кН/м}^3.$$

Таким образом, 1-й пласт - песок пылеватый, плотный, маловлажный со следующими характеристиками: $\varphi_n = 34,0^\circ$, $C_n = 6,0$ кПа.

2-й пласт является глинистым, т.к. в таблице исходных данных присутствует влажность на границе текучести и раскатывания. Для определения глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель текучести. Определим вид глинистого грунта по числу пластичности – формула (1.1):

$$J_p = 29 - 8 = 21 \%$$

По числу пластичности $J_p = 21\%$, грунт является глиной, так как $J_p = 21\% > 17\%$, таблица Б.1, приложения Б.

Определим показатель текучести по формуле (1.2):

$$J_L = \frac{4 - 8}{29 - 8} = -0,19$$

Т.к. показатель текучести $J_L < 0$, то грунт твердый, таблица Б.2, приложения Б.

Определим коэффициент пористости грунта – формула (1.4), для этого находим плотность грунта в сухом состоянии по формуле (1.3):

$$\rho_d = \frac{1,83}{1+0,01 \cdot 4} = 1,76 \text{ т/м}^3$$

$$e = \frac{2,73}{1,76} - 1 = 0,55$$

Определим степень водонасыщения грунта, для этого находим степень влажности по формуле (1.5):

$$S_r = \frac{0,01 \cdot 4 \cdot 2,73}{1 \cdot 0,55} = 0,20$$

Определим удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды – формула (1.6):

$$\gamma_{sw} = \frac{26,8 - 10,0}{1 + 0,55} = 10,8 \text{ кН/м}^3$$

Определяем нормативные значения прочностных характеристик: угол внутреннего трения и удельное сцепление, таблица Б.7 приложения Б: $\varphi_n = 21,0^\circ$, $C_n = 81,0 \text{ кПа}$.

Расчетные значения характеристик грунтов по первой группе предельных состояний – формула (1.7):

$$C_I = \frac{81,0}{1,5} = 54,0 \text{ кПа}, \varphi_I = \frac{21,0}{1,15} = 18,3^\circ, \gamma_I = \frac{18,0}{1,02} = 17,6 \text{ кН/м}^3, \gamma_{swI} = \frac{10,8}{1,02} = 10,6 \text{ кН/м}^3.$$

Расчетные значения по второй группе предельных состояний: $C_{II} = 81,0 \text{ кПа}$; $\varphi_{II} = 21,0^\circ$; $\gamma_{II} = 18,0 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{swII} = 10,8 \text{ кН/м}^3$.

Таким образом, 2-й пласт – глина твердая со следующими характеристиками: $\varphi_n = 21,0^\circ$, $C_n = 81,0 \text{ кПа}$.

Практическое занятие № 2
Тема: «Построение геологической колонки»

Цель работы: построение геологической колонки, оценка условий залегания грунтов строительной площадки.

Ход работы

Геологическая колонка – вертикальное сечение верхней части земной коры, построенное по данным буровой скважины (шурфа). Она позволяет выявить состав, условия залегания и возраст пород, их свойства, уровень подземных вод и т. д.

Построение геологической колонки производят на миллиметровой бумаге формата А4 в следующей последовательности:

1) вычерчивают необходимые для построения колонки столбцы, наименования и размеры которых представлены на рисунке 2.1;

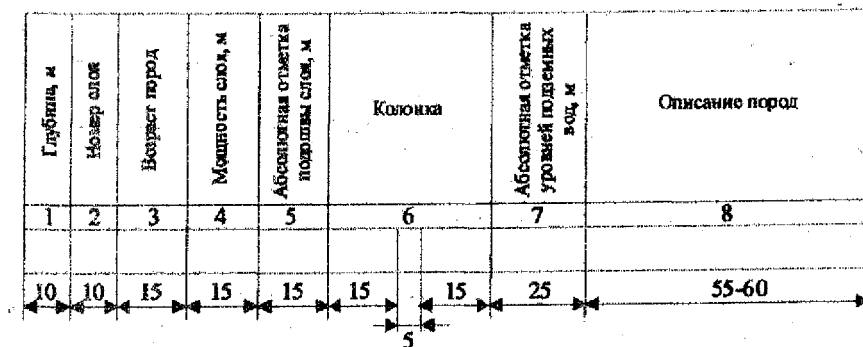





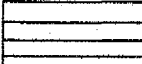




Рисунок 2.1 – Габаритные размеры геологической колонки, мм.

- 2) принимают вертикальный масштаб. В столбце 1 наносят глубину в принятом масштабе шкалы;
- 3) на шкале глубин отмечают мощность первого слоя и проводят тонкую горизонтальную линию. Горизонтальная линия не пересекает скважину в столбце 6 и столбец 7;
- 4) в столбцах 2, 3, 4 по данным описания буровой скважины указывают номер слоя, возраст породы и мощность слоя соответственно;
- 5) вычисляется абсолютная отметка подошвы слоя, которая равна разности отметки устья скважины и мощности слоя. Числовое значение абсолютной отметки подошвы слоя записывают внизу слоя в столбце 5;
- 6) в центральной части столбца 6 условно вычерчивают скважину, а остальную часть заштриховывают в соответствии с условными обозначениями данных пород и окрашивают цветом, соответствующим возрасту данной породы;

Таблица 2.1 – Условные графические обозначения пород

Класс нескальных грунтов			
а) песчаные грунты	б) глинистые грунты		
	песок гравелистый		супесь
	песок крупный		суглинок
	песок средней крупности		глина
	песок мелкий		
	песок пылеватый		

- 7) аналогично производят построение и описание второго слоя;
 8) в столбец 7 заносят отметку уровня подземных вод. Уровень подземных вод показывают графически в скважине;
 9) в столбце 8 приводят описание породы.

Пример. Используя описание буровой скважины (таблица 2.2), построить геологическую колонку.

Таблица 2.2 - Описание буровой скважины

Номер скважины и абсолютная отметка устья, м	№ слоя	Геологический возраст	Описание пород	Глубина залегания подошвы слоя, м	Глубина залегания уровня воды, м	
					появившегося	установившегося
41 140,1	1	fgQ_{IV}	Суглинок бурый иловатый	5,5	1,5	1,7
	2	eQ_{III}	Глина плотная	20,4		
	3	eQ_I	Песок желтый мелкий	38,8		
	4	C_I	Известняк трещиноватый	78,6		
	5	D_{III}	Аргиллит	82,9		
	6	γPR	Гранит трещиноватый	85,9	82,9	1,5 м над устьем

Перед тем как перейти к графическому построению геологической колонки, необходимо выполнить следующие расчеты:

а) подсчитать мощность каждого слоя:

- слой № 1: 5,5 м;
- слой № 2: 20,4 – 5,5 = 14,9 м;

- слой № 3: $38,8 - 20,4 = 18,4$ м;
- слой № 4: $78,6 - 38,8 = 39,8$ м;
- слой № 5: $82,9 - 78,6 = 4,3$ м;
- слой № 6: $85,9 - 82,9 = 3,0$ м.

Сумма полученных мощностей слоев должна равняться глубине залегания подошвы последнего слоя.

Проверка: $5,5 + 14,9 + 18,4 + 39,8 + 4,3 + 3,0 = 85,9$ м.

Мощность 1-го слоя равна глубине залегания его подошвы. Мощность остальных слоев определяют как разность между мощностями последующего и предыдущего слоев;

б) подсчитать абсолютную отметку подошвы каждого слоя:

- слой № 1: $140,1 - 5,5 = 134,6$ м;
- слой № 2: $140,1 - 20,4 = 119,7$ м;
- слой № 3: $140,1 - 38,8 = 101,3$ м;
- слой № 4: $140,1 - 78,6 = 61,5$ м;
- слой № 5: $140,1 - 82,9 = 57,2$ м;
- слой № 6: $140,1 - 85,9 = 54,2$ м.

Абсолютную отметку подошвы слоя определяют как разность между абсолютной отметки устья скважины и глубиной залегания подошвы данного слоя;

в) подсчитать абсолютную отметку уровня грунтовых вод каждого горизонта:

1-й горизонт	появившийся $140,1 - 1,5 = 138,6$ м
	установившийся $140,1 - 1,7 = 138,4$ м
2-й горизонт	появившийся $140,1 - 82,9 = 57,2$ м
	установившийся
3-й горизонт	появившийся
	установившийся

Абсолютную отметку грунтовых вод рассчитывают как разность между абсолютной отметкой устья скважины и глубиной появившегося (установившегося уровня воды). 1,5 м над устьем означает, что были вскрыты напорные воды, которые имеют положительный пьезометрический уровень над устьем скважины, этот напор указывается непосредственно на геологической колонке.

Приступают к построению колонки. Масштаб геологической колонки принимают 1:200. Абсолютная отметка устья скважины равна 140,1 м. Абсолютная отметка забоя скважины равна 54,2 м. Построенная геологическая колонка представлена на рисунке 2.2.

Геологическая колонка буровой скважины № 41

Абсолютная отметка устья – 140,1 м

Абсолютная отметка забоя – 54,2 м

М 1 : 200

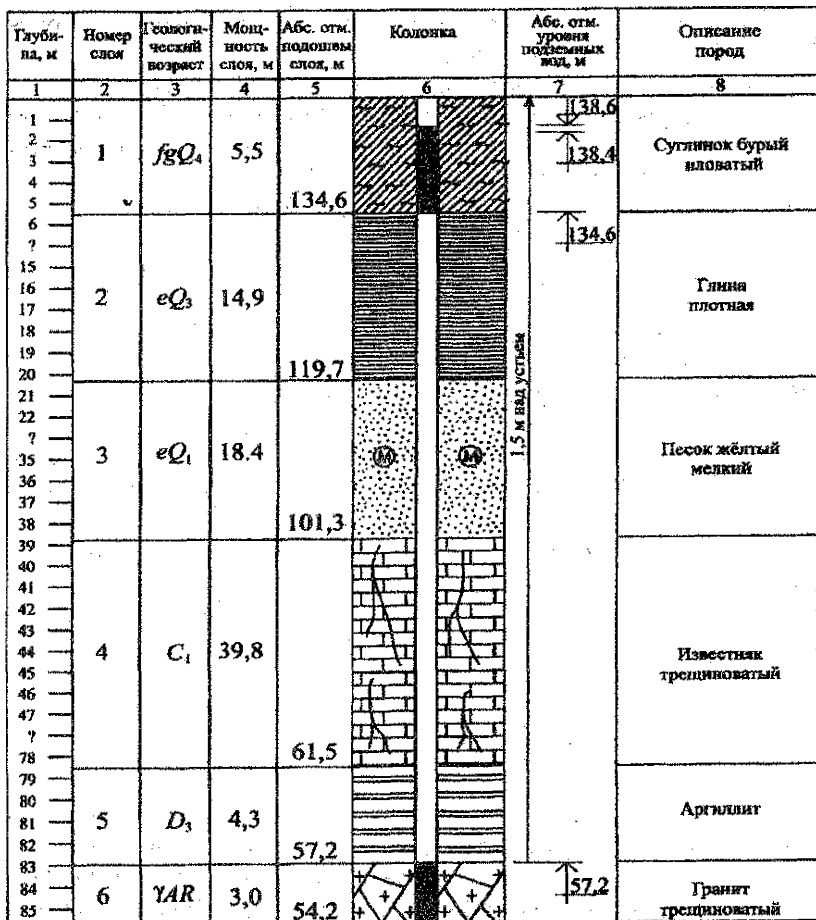


Рисунок 2.2 - Геологическая колонка буровой скважины

Практическое занятие № 3

Тема: «*Определение нагрузок, передающихся на сооружение, на фундамент и его основание*»

Цель работы: определить усилия и нагрузки, передающиеся на подпорную стенку, ее фундамент и основание в период строительства и эксплуатации.

Ход работы

Подпорная стенка - конструкция, удерживающая от обрушения находящийся за ней массив грунта. Наиболее часто используется в строительстве гидротехнических сооружений (причалов, шлюзовых камер, устьев плотин и т. п.) и в мостостроении.

Конструкция подпорной стенки состоит из: 1) водоотвода; 2) дренажа (водоотвода, необходимого для усиления прочности стенки); 3) фундамента (части стены, которая находится под землей и принимает на себя основную нагрузку от давления грунта); 4) тела (вертикальной части конструкции, собственно стенка).

Главная функция подпорных стенок - укрепляющая (создание одностороннего перепада уровней, укрепление откосов, противооползневые подпорные стенки).

Классификация подпорных стен выполняется по следующим признакам:

- по назначению: поддерживающие насыпи; ограждающие выемки;
- по характеру работы: отдельно стоящие; связанные с примыкающими сооружениями; подвергающиеся давлению воды; гидротехнические;
- по материалу: железобетонные; бетонные; бутовые; бутобетонные; кирпичные; деревянные; металлические;
- по способу возведения: монолитные; сборные (уголкового профиля, заборчатые стены, стены из пустотелых ящиков, ряжевые);
- по глубине заложения: глубокого заложения (глубина заложения больше ширины стенки в полтора и более раза); неглубокого заложения;
- по высоте: низкие (высота не превышает 1 м); средние (высота от 1 м до 2 м); высокие (высота превышает 2 м);
- по конструктивному решению достижения устойчивости: массивные; полумассивные; тонкоэлементные; тонкие;
- по наклону задней грани: крутые (прямого или обратного уклона); пологие; лежащие.

Внешний вид подпорной стенки с рекомендуемыми размерами представлен на рисунке 3.1. По назначению – поддерживающая насыпь; по характеру работы - гидротехническая; по материалу – железобетонная; по способу возведения – сборная (уголкового профиля); по глубине заложения – неглубокого заложения; по высоте – высокая; по конструктивному решению - массивная; по наклону задней грани – крутая.

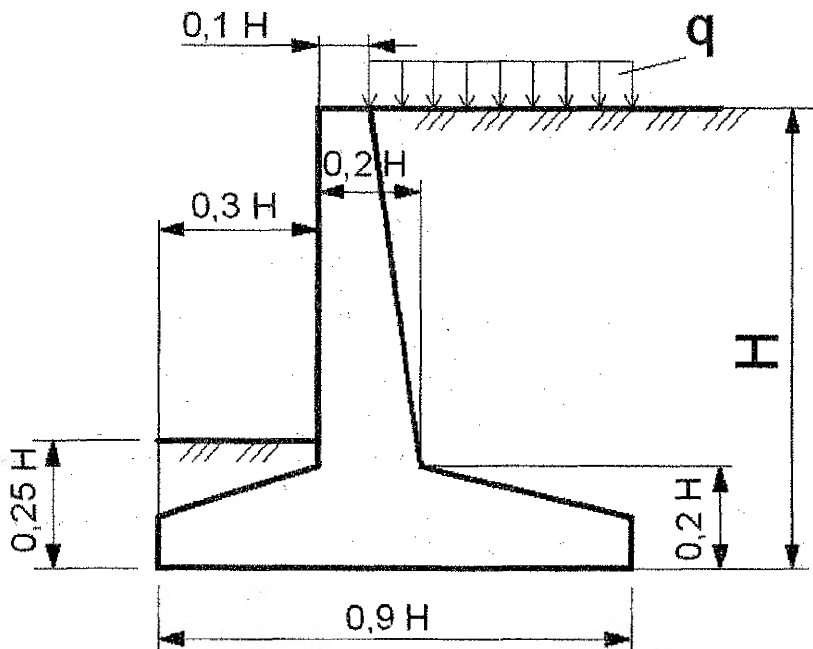


Рисунок 3.1 - Подпорная стенка уголкового типа

Расчет подпорной стенки выполняют на 1 м длины стены, если отношение длины по фронту к ширине по подошве более 3, и в тех случаях, когда габариты стен, физико-механические характеристики грунтов основания и грунтов за стеной, а также нагрузки и воздействия постоянны на всем их протяжении.

Расчет подпорной стенки производят для следующих расчетных случаев: строительного и эксплуатационного.

Строительный случай характеризуется тем, что стенка возведена на полную высоту, засыпка грунтом (обратная) выполнена до проектных отметок. Уровень грунтовых вод на отметке подошвы стенки.

Эксплуатационный случай характеризуется тем, что перед стенкой и в засыпке горизонт воды на нормальных уровнях.

При расчете фундамента и основания необходимо рассматривать наиболее невыгодные комбинации одновременного воздействия нагрузок. В зависимости от состава учитываемых нагрузок должны различаться: основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий и особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, временных длительных, отдельных кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий. Расчет производят на расчетные нагрузки с соответствующими коэффициентами надежности

по нагрузкам. Значения коэффициентов надежности по нагрузкам принимают в соответствии с таблицей 2 СНиП 2.01.07-85.

При определении вертикального давления от веса грунтов, бокового давления грунта с применением расчетных характеристик $tg\varphi_n$, C_n и γ_n (для расчетов по первой группе предельных состояний) и $tg\varphi_{np}$, C_{np} и γ_{np} (для расчетов по второй группе предельных состояний) коэффициенты надежности принимают равными единице.

Для подпорной стенки все нагрузки собирают на 1 п. м. длины стенки.

Нагрузки складываются из вертикальных и горизонтальных сил.

Вертикальные силы:

- g_i – собственный вес части сооружения;
- $g_{i\text{гр}}$ – вес пригрузки грунтом;
- $g_{i\text{в}}$ – вес пригрузки водой;
- $W_{\text{вз}}$ – взвешивающее давление воды.

Горизонтальные силы:

- E_a – активное давление грунта и полезной нагрузки с тыловой грани;
- E_n – пассивное давление с лицевой грани.

Гидростатическое давление воды в реке и грунтовых вод уравновесится, так как уровень грунтовых вод за стенкой равен уровню воды в реке.

Нагрузки от собственного веса сооружения и пригрузок собирают в следующем порядке:

- поперечный разрез сооружения или пригрузки разбивают на простые геометрические фигуры (треугольники, квадраты, прямоугольники и т. д.) – рисунки 3.2 – 3.3;
- находят центры тяжести каждой фигуры и определяют их площади (A_i , м²);
- вычисляют вес каждой части сооружения или пригрузки в пределах выделенных фигур по формуле (3.1):

$$g_i = 1 \cdot A_i \cdot \gamma, \quad (3.1)$$

где

γ – удельный вес железобетона (для сооружения) допускается принимать на стадии проектного задания, а также для конструкций с небольшими объемами работ (на всех стадиях) – 25 кН/м³.

Для пригрузки грунтом и водой удельные веса соответственно принимают для грунта $\gamma_{г,п}$ – удельный вес грунта и γ_w – удельный вес воды.

Взвешивающее давление воды учитывают для всего сечения.

Для подпорной стенки основной нагрузкой обычно является боковое давление грунта на их лицевые и тыловые грани (активное и пассивное давление).

Активное давление от грунта и полезной нагрузки полагают действующим на вертикальное сечение.

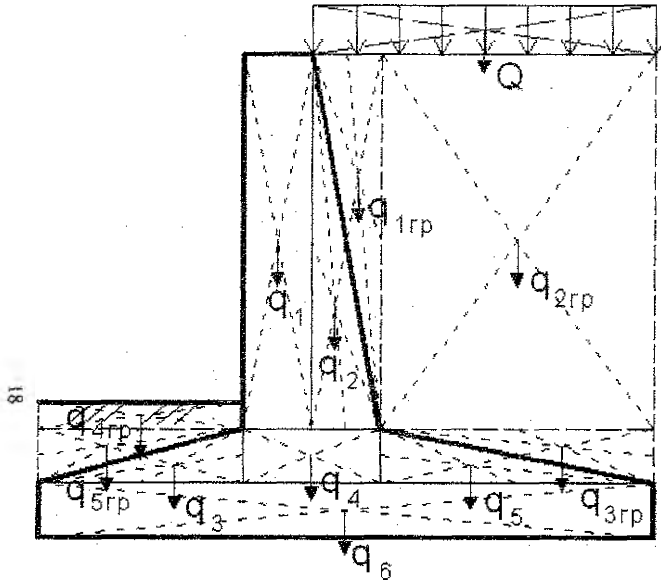


Рисунок 3.2 - Схема вертикальных нагрузок, действующих на подпорную стенку в период строительства

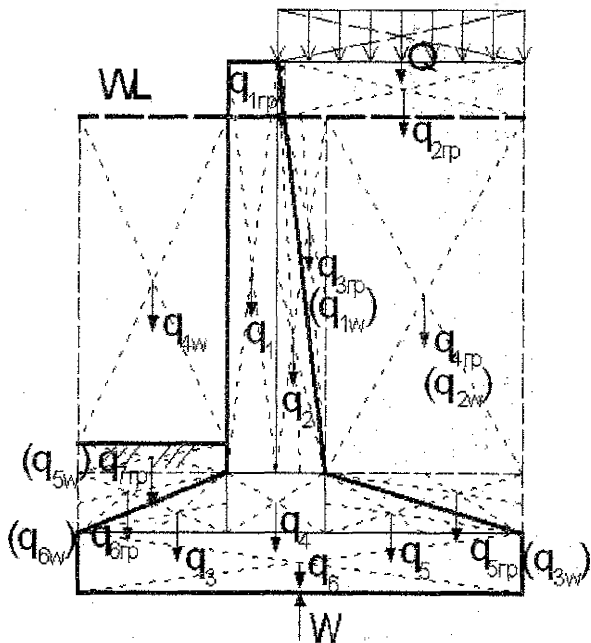


Рисунок 3.3 - Схема вертикальных нагрузок, действующих на подпорную стенку в период ее эксплуатации

Активное давление грунта засыпки на тыловую грань подпорной стенки допускается вычислить приближенным методом с использованием гипотезы об образовании в грунте плоской вертикальной призмы обрушения.

Горизонтальная поверхность грунта за подпорной стенкой нагружена сплошной равномерно-распределенной нагрузкой. Действие этой нагрузки представляют как давление от эквивалентного слоя грунта высотой (h):

$$h = \frac{q}{\gamma}. \quad (3.2)$$

В любой горизонтальной площадке за стенкой (с горизонтальной поверхностью засыпки) действуют только вертикально сжимающие напряжения, равные весу столба грунта от условной поверхности эквивалентного слоя до рассматриваемой площадки, расположенной на глубине (z) от поверхности грунта:

$$\sigma_1 = \gamma \cdot (h + z) \cdot 1. \quad (3.3)$$

Так как за стенкой грунт находится в условиях предельного равновесия, то для определения величины бокового давления используют уравнение предельного равновесия:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.4)$$

В соответствии с приведенным выражением заменяют (σ_1) и определяют (σ_2):

$$\sigma_2 = \gamma \cdot (h + H) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.5)$$

Боковое давление в точке «*a*» за стенкой:

$$\sigma_{2a} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.6)$$

Боковое давление в точке «*b*» за стенкой:

$$\sigma_{2b} = \gamma \cdot (h + H) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.7)$$

Равнодействующая активного давления сыпучего грунта засыпки на подпорную стенку (E) равна площади эпюры давления:

$$E_a = \frac{\sigma_{2a} + \sigma_{2b}}{2} \cdot H \quad (3.8)$$

или

$$E_a = \frac{\gamma}{2} \cdot (H^2 + 2 \cdot H \cdot h) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.9)$$

Однако, учитывая уровень грунтовых вод за стенкой, активное давление определяют отдельно для сечений и ниже уровня грунтовых вод. Для грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод, учитывают взвешивающее давление воды на скелет грунта. Равнодействующие горизонтальные и приложены в центрах тяжести эпюр (рисунок 3.4).

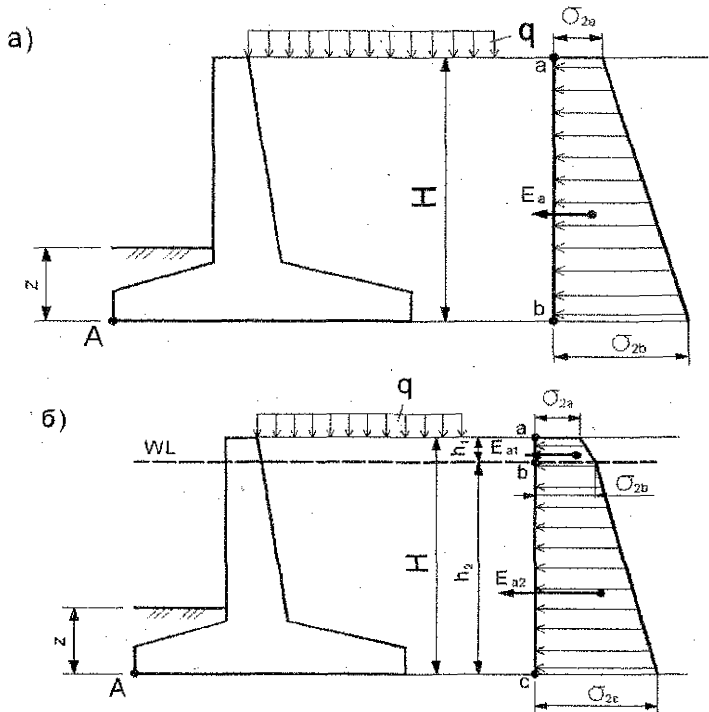


Рисунок 3.4 - Схемы к определению активного давления грунта на подпорную стенку в период: а) строительства; б) эксплуатации

Равнодействующую пассивного сопротивления грунта при перемещении стенки под действием активного давления определяют: - от сыпучего грунта (рисунок 3.5):

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.10)$$

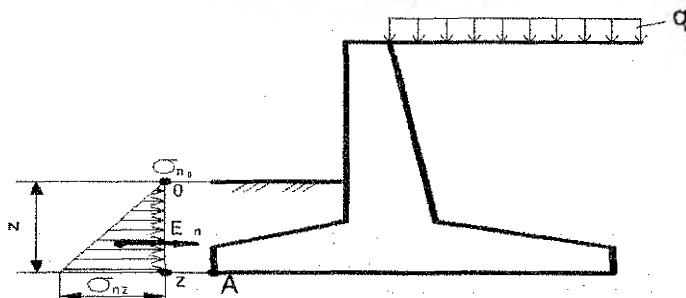


Рисунок 3.5 - Схема к определению пассивного давления сыпучего грунта на подпорную стенку

- от связного грунта (рисунок 3.6):

$$E_n = \frac{\sigma_{n0} + \sigma_{n\pi}}{2} \cdot z, \quad (3.11)$$

где

$$\sigma_{n\pi} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (3.12)$$

$$\sigma_{n0} = 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.13)$$

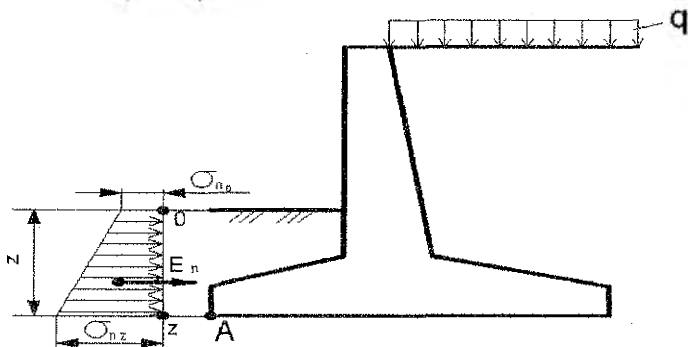


Рисунок 3.6 - Схема к определению пассивного давления связного грунта на подпорную стенку

Кроме вертикальных и горизонтальных сил, определяют моменты этих сил относительно точки «А» на подошве фундамента.

Расчеты по сбору нагрузок и определению моментов этих сил сводят в таблицу 3.1. При заполнении таблицы учитывают знаки сил и моментов – вертикальные силы, направленные вниз - со знаком «+»; силы, направленные вверх - со знаком «-»; горизонтальные силы, направленные со стороны лицевой грани, - со знаком «+», а в противоположном направлении - со знаком «-».

Нормальные контактные напряжения, используемые в расчетах оснований по несущей способности для сооружений III и IV классов капитальности на связных и несвязных грунтах, определяют по формулам внецентренного сжатия:

$$\sigma_m = \frac{\sum N_f}{b}; \quad (3.14)$$

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum N_f}{b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right), \quad (3.15)$$

где

$\sigma_m, \sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ - среднее, максимальное и минимальное напряжение под подошвой фундамента, кПа;

$\sum N_f$ - сумма вертикальных сил, кН;

b - ширина подпорной стенки, м;

e - эксцентриситет, м:

$$e = \frac{b}{2} \frac{\sum M_{пр.} - \sum M_{опр.}}{\sum N_i} \quad (3.16)$$

Пример. Определить активное давление сыпучего грунта засыпки на подпорную стенку по данным рисунка 3.7.

Решение.

1. Определяем активное давление от распределенной нагрузки (в точке «а»):

$$\sigma_{2a} = q \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Эпюра бокового давления прямоугольная, равнодействующая активного давления от распределенной нагрузки (E_{aq}):

$$E_{aq} = q \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

2. Определяем активное давление от собственного веса грунта в точке «b»:

$$\sigma_{2b} = \sigma_{2a} + \gamma \cdot h_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

3. Аналогично определяем активное давление в точке «с»:

$$\sigma_{2c} = \sigma_{2a} + (\gamma \cdot h_1 + \gamma_{sb} \cdot h_2) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

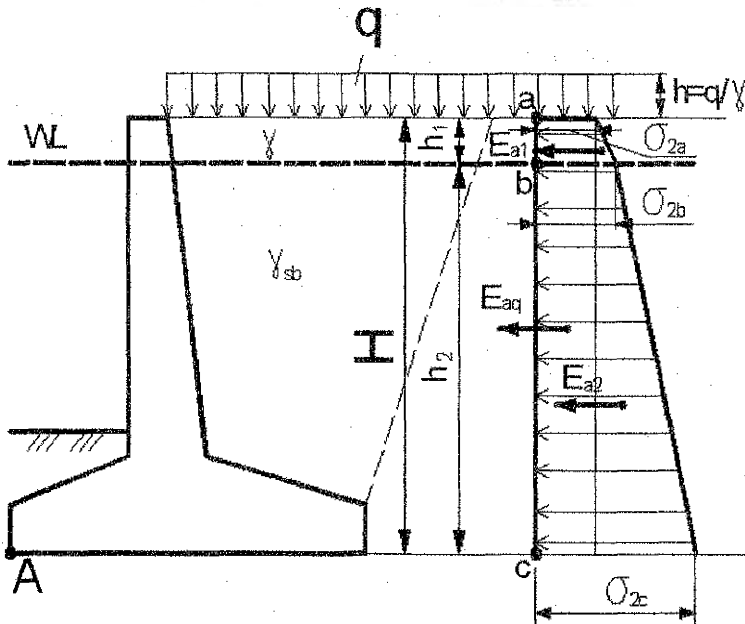


Рисунок 3.7 - Схема к определению активного давления грунта

4. Определяем равнодействующую активного давления для сечения выше уровня грунтовых вод:

$$E_{a1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

5. Определяем равнодействующую активного давления ниже уровня грунтовых вод:

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot \gamma \cdot h_1 + \gamma_{\text{об}} \cdot h_2) \cdot h_2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Равнодействующие горизонтальные и приложены в центрах тяжести эпор.

Пример. Определить пассивное давление связного грунта обратной засыпки на подпорную стенку, по данным рисунка 3.8.

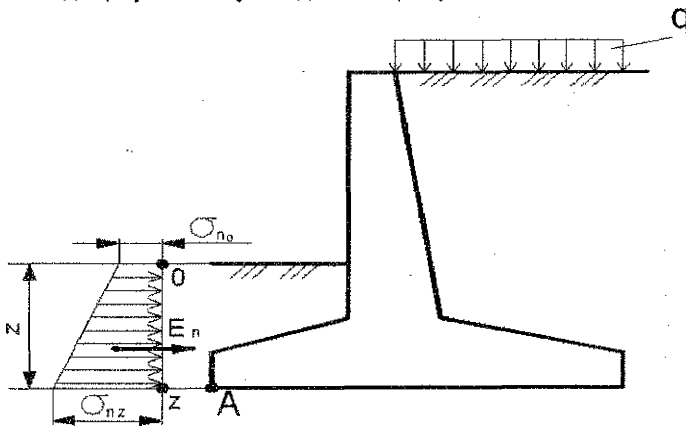


Рисунок 3.8 - Схема к определению пассивного давления грунта

Решение.

1. Определяем пассивное давление от собственного веса грунта обратной засыпки в точке «O»:

$$\sigma_{n0} = 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right).$$

2. Аналогично определяем пассивное давление от собственного веса грунта обратной засыпки в точке «z»:

$$\sigma_{nz} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right).$$

3. Равнодействующую пассивного давления определяем как

$$E_n = \frac{(\sigma_{n0} + \sigma_{nz})}{2} \cdot z.$$

Равнодействующая горизонтальная и приложена в центре тяжести эпоры.

Таблица 3.1 - Сводная таблица нагрузок

Условные обозначения	Размер простой фигуры, м ²	Объем, м ³	Нагрузки для расчета по деформациям, кН		Коэффициент надежности по нагрузкам	Нагрузки при расчете по первой группе предельных состояний, кН		Плечи сил, м	Моменты от нагрузок, кН·м			
			вертикальные	горизонтальные		вертикальные	горизонтальные		по второй группе предельных состояний		по первой группе предельных состояний	
									удерживающий	опрокидывающий	удерживающий	опрокидывающий
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Строительный случай												
			ΣN_{II}			ΣN_I			$\Sigma M_{уд.II}$	$\Sigma M_{опр.II}$	$\Sigma M_{уд.I}$	$\Sigma M_{опр.I}$
Эксплуатационный случай												
			ΣN_{II}			ΣN_I			$\Sigma M_{уд.II}$	$\Sigma M_{опр.II}$	$\Sigma M_{уд.I}$	$\Sigma M_{опр.I}$

Практическое занятие № 4

Тема: «Расчет устойчивости подпорной стенки»

Цель работы: оценить устойчивость подпорной стенки при плоском сдвиге (скольжении) по основанию и против ее опрокидывания.

Ход работы

Оценка устойчивости подпорной стены включает в себя определение давления грунта, проверку стены на прочность и устойчивость против опрокидывания и плоского сдвига.

Критерием обеспечения устойчивости сооружения подпорной стенки, системы сооружения-основания и склонов (массивов) является условие:

$$\gamma_{lc} \cdot F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot R, \quad (4.1)$$

где

- F, R – расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся повернуть (опрокинуть) и удержать сооружение, кН;
- γ_{lc} – коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый для основного сочетания нагрузок – 1,0; для особого сочетания нагрузок – 0,9; для сочетания нагрузок в периоды строительства и ремонта – 0,95;
- γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый для железобетонных сооружений на полускальных и не скальных основаниях (кроме портовых сооружений) равным 1,0;
- γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружений, принимаемый равным 1,25, 1,20, 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II, III и IV классов.

При расчете устойчивости подпорной стенки рассматривают возможность потери устойчивости по схеме плоского сдвига.

Расчет устойчивости подпорных стенок, основания которых сложены песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами производят по схеме плоского сдвига при выполнении условия:

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{b \cdot \gamma_1} \leq N_0. \quad (4.2)$$

В случае, если основания сложены туго- и мягкопластичными глинистыми грунтами, кроме условия (4.2), следует выполнять условия:

$$\text{tg} \psi_1 = \text{tg} \varphi_1 + \frac{C_1}{\sigma_m} \geq 0,45, \quad (4.3)$$

$$C_v^0 = \frac{K \cdot (1+e) \cdot t_{\text{п}}}{a \cdot \gamma_w \cdot h_0^2} \geq 4, \quad (4.4)$$

где

- N_{σ} — число моделирования;
- σ_{max} — максимальное напряжение в угловой точке под подошвой сооружения (с низовой стороны), кПа;
- b — размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе (без учета длины анкерного понура), м;
- γ_t — удельный вес грунта основания, принимаемый ниже уровня воды с учетом ее взвешивающего действия, кН/м³;
- N_0 — безразмерное число, принимаемое для плотных песков равным 1,0, для остальных грунтов — 3,0. Для всех грунтов оснований сооружений I и II классов N_0 уточняют по результатам экспериментальных исследований методом сдвига штампов в котлованах сооружений;
- $tg\psi_l$ — расчетное значение коэффициента сдвига;
- φ_l, C_l — угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта основания, град.° и кПа соответственно;
- σ_m — среднее нормальное напряжение по подошве сооружения, кПа;
- C_v^0 — коэффициент степени консолидации;
- K — коэффициент фильтрации, м/сут;
- e — коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;
- t_0 — время возведения сооружения, сут.;
- a — коэффициент уплотнения, кПа⁻¹;
- γ_w — удельный вес воды, кН/м³;
- h_0 — расчетная толщина консолидируемого слоя, принимаемая в соответствии с п.3.5 СНиП 2.02.02-85, м.

При расчете устойчивости подпорной стенки по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига принимают:

- при плоской подошве сооружения – плоскость опирания подпорной стенки на основание с обязательной проверкой устойчивости по горизонтальной плоскости сдвига, проходящей через верховой край подошвы;
- при наличии в подошве сооружения верхового или низового зубьев: при глубине заложения верхового зуба, равной или большей низового, – плоскость, проходящую через подошву зубьев, а также горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба; при глубине заложения низового зуба более глубины заложения верхового зуба – горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба (при этом все силы относят к указанной плоскости, за исключением пассивного давления грунта со стороны нижнего бьефа, которое надлежит определять по всей глубине низового зуба).

При расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига (без поворота) при горизонтальной плоскости $R=R_{pl}$ и F в условии (4.1) определяют по формулам:

$$R_{pl} = P \cdot \operatorname{tg} \varphi_l + \gamma_c \cdot E_{p,lv} + A_q \cdot C_l + R_q, \quad (4.5)$$

$$F = T_{hw} + E_{a,hw} - T_{hw}, \quad (4.6)$$

где

- R_{pl} — расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге, кН;
- P — сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая противодавление), кН;
- φ_l — угол внутреннего трения, °;
- C_l — удельное сцепление, кПа;
- γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости, принимаемый по результатам экспериментальных исследований; при их отсутствии значение коэффициента принимают: для всех видов сооружений, кроме портовых — 0,7; для портовых — 1,0;
- $E_{p,lv}$ — расчетные значения горизонтальных составляющих силы пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения и активного давления грунта с верховой стороны, кН. При определении $E_{p,lv}$, $E_{a,hw}$ ниже уровня воды учитывают ее взвешивающее действие на грунт, а также влияние фильтрационных сил;
- A_q — площадь горизонтальной проекции подошвы сооружения, в пределах которой учитывают сцепление, м²;
- R_q — горизонтальная составляющая силы сопротивления свай, анкеров и т.д., кН;
- F — расчетное значение сдвигающей силы, кН;
- T_{hw}, T_{hw} — суммы горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил, действующих со стороны верховой и низовой грани сооружения, за исключением активного давления грунта, кН. Под низовой стороной сооружения понимают ту, в направлении которой проверяют возможность сдвига.

Критерием обеспечения устойчивости подпорной стенки против опрокидывания является условие:

$$\gamma_c \cdot \sum M_{опр.} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot \sum M_{усл.}, \quad (4.7)$$

где

- $\sum M_{опр.}$ — сумма опрокидывающих моментов, относительно ребра, вокруг которого возможно опрокидывание подпорной стенки, кН·м;

$\Sigma M_{уд}$ – сумма удерживающих моментов, относительно ребра, вокруг которого возможно опрокидывание подпорной стенки, кН·м.

Пример. Произвести расчет устойчивости подпорной стенки углового типа против плоского сдвига при следующих исходных данных: $\sigma_{max} = 146$ кПа; $b = 4,0$ м; $\gamma_j = 18,6$ кН/м³; $P = 396$ кН; $\varphi_l = 20^\circ$; $C_l = 24$ кПа; $E_{p,tw} = 46$ кН; $E_{a,tw} = 115$ кН.

Решение. 1. Произведем расчет устойчивости подпорной стенки, основание которой сложено крупным, средней плотности, влажным песком по схеме плоского сдвига – условие (4.2):

$$N_\sigma = \frac{146,0}{4,0 \cdot 18,6} = 2 \leq N_\sigma = 3.$$

N_σ для песка крупного средней плотности равно 3,0.

Условие выполняется.

2. Критерий обеспечения устойчивости подпорной стенки определяем по формуле (4.1). Для расчета этого условия принимаем: коэффициент сочетания нагрузок $\gamma_c = 0,95$ – сочетание нагрузок в периоды строительства и ремонта; коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$ – для подпорной железобетонной стенки; коэффициент надежности $\gamma_n = 1,1$, т.к. подпорная стенка относится к IV классу ответственности.

Расчетные значения предельного сопротивления при плоском сдвиге и сдвигающей силы рассчитываем по формулам (4.5 – 4.6). При расчете сдвигающей силы T_{tw} и T_{tw} приравниваем к нулю, силу предельного сопротивления при плоском сдвиге $R_q = 0$. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,7$, площадь горизонтальной проекции подошвы сооружения, в пределах которой учитывают сцепление, $A_q = 1$ п.м. $\cdot b = 4,0$ м²:

$$F = E_{a,tw} = 115,0 \text{ кН};$$

$$R_{pl} = 396,0 \cdot \operatorname{tg} 20^\circ + 0,7 \cdot 46,0 + 4,0 \cdot 24,0 = 272,3 \text{ кПа}.$$

Таким образом:

$$0,95 \cdot 115,0 \leq \frac{1,0}{1,1} \cdot 272,3$$

$$109,3 \leq 247,6$$

Условие выполняется, следовательно, подпорная стенка углового типа устойчива по схеме плоского сдвига.

Практическое занятие № 5

Тема: «Расчет оснований фундаментов и подпорных стен по деформациям»

Цель работы: а) рассчитать осадку подпорной стенки уголкового типа; б) определить крен подпорного гидротехнического сооружения на нескальных основаниях.

Ход работы

Расчет оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов по деформациям производят с целью выбора конструкций систем сооружение-основание, перемещения которых (осадки, горизонтальные перемещения, крены, повороты вокруг горизонтальной оси и др.) ограничены пределами, гарантирующими нормальные условия эксплуатации сооружения в целом или его отдельных частей и обеспечивающими требуемую долговечность. При этом прочность и трещиностойкость конструкции должны быть подтверждены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Перемещения основания сооружения, происходящие в процессе строительства, не учитывают, если они не влияют на эксплуатационную пригодность подпорной стенки.

Расчет по деформациям производят исходя из условия:

$$S \leq S_u, \quad (5.1)$$

где

S – совместная деформация основания и сооружения (осадки, горизонтальные перемещения, крены и др.);

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое соответствующими нормами проектирования сооружения, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование.

5.1. Расчет осадки подпорной стенки

Ввиду отсутствия нормативных величин осадок при выполнении практической работы предельную величину осадки допускают: $S_u = 8 \div 10$ см.

Для сооружения, длина которого превышает ширину более чем в 3 раза, расчет осадок производят для условий плоской деформации, в остальных случаях – для условий пространственной задачи. Для сооружений, площадь подошвы которых велика, а толщина сжимаемого слоя грунта в 2 раза или более меньше ширины подошвы, допускают расчет деформации производить для условий одномерной задачи.

В данной практической задаче расчет осадок производим для условий плоской задачи, т. к. предполагается, что длина подпорной стенки больше ее ширины в 10 раз и более.

При расчете деформаций применяют расчетную схему в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи (H_c) в соответствии с п.5.6 ТКП 45-5.01-67-2007. В этом случае должны быть соблюдены условия:

$$\begin{aligned} P &\leq R, \\ P_{\max} &\leq 1,2 \cdot R, \\ P_{\min} &> 0, \end{aligned} \quad (5.2 - 5.4)$$

где

- P — среднее давление под подошвой стенки от нагрузок для расчета оснований по деформациям, кПа;
- P_{\max} — максимальное краевое давление под подошвой стенки, кПа;
- P_{\min} — минимальное краевое давление под подошвой стенки, кПа;
- R — расчетное сопротивление грунта основания, кПа.

При определении P , P_{\max} , P_{\min} считают, что контактные давления под подошвой фундамента распределяются по прямолинейной зависимости, и определяют по формулам внецентренного сжатия:

$$P = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}, \quad (5.5)$$

$$P_{\max} = \frac{\sum N_{II}}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right), \quad (5.6)$$

$$P_{\min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right), \quad (5.7)$$

где

- $\sum N_{II}$ — суммарная вертикальная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунта на его обрезах, взятая для расчетов по второй группе предельных состояний, кН;
- A — площадь подошвы фундамента ($A = b \cdot l_{п.м.}$), м²;
- b — ширина подошвы фундамента, м;
- e — эксцентриситет сил в плоскости, параллельной b , м:

$$e = \frac{b}{2} \frac{\sum M_{II_{ва}} - \sum M_{II_{св}}}{\sum N_{II}}. \quad (5.8)$$

Расчетное сопротивление (R) в соответствии с ТКП 45-5.01-67-2007 определяют по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{с1} \cdot \gamma_{с2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_{\Sigma} \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_f \cdot \gamma_{II'} + (M_{\phi} - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II'} + M_c \cdot C_{II}], \quad (5.9)$$

где

- $\gamma_{с1}, \gamma_{с2}$ — коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице Б.9 (таблице 5.2 ТКП 45-5.01-67-2007);
- k — коэффициент, принимаемый равным: $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (C и ϕ) определены непосредственными испытаниями и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам приложения Б (ТКП 45-5.01-67-2007);

- M_p, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице Б.10 (таблица 5.3 ТКП 45-5.01-67-2007);
- k_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м – $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);
- γ_{II} – осредненное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ;
- γ_{II} – осредненное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы, кН/м^3 ;
- C_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ;
- d_i – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки, в нашем случае – расстояние от поверхности земли до подошвы стенки, м;
- d_b – глубина подвала, м. Для бесподвального сооружения – $d_b = 0$.

В случае невыполнения условий (5.2 – 5.4) изменяют ширину подошвы подпорной стенки.

Конечные осадки определяют методом послойного суммирования осадок отдельных элементарных слоев основания в пределах активной зоны (сжимаемой толщи основания). Мощность активной зоны определяют приблизительно из условия, чтобы напряжения от внешней нагрузки на границе сжимаемого слоя не превышали 0,2 напряжений от собственного веса грунта основания на этой глубине, т. е. $\sigma_z \leq 0,2\sigma_{zg}$. В случае наличия в пределах активной зоны слоя несжимаемого грунта, сжимаемая толщина ограничивается глубиной залегания несжимаемого слоя.

Напряжения от собственного веса грунта, так называемые природные или бытовые давления, определяют в случае неоднородного основания:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=0}^{i=n} \gamma_{III} \cdot h_i, \quad (5.10)$$

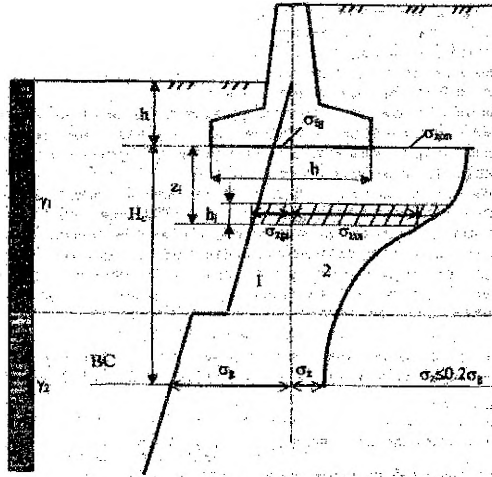
где

- h_i – толщина i -ого слоя, м;
- γ_{III} – удельный вес грунта i -ого слоя, кН/м^3 .

Для несвязных грунтов удельный вес определяют с учетом взвешивающего действия воды.

Напряжения от собственного веса в водонепроницаемых слоях определяют с учетом давления вышележащего слоя воды.

Напряжения от собственного веса грунта увеличиваются с глубиной. По полученным ординатам строят эпюру природных напряжений, отражающую характер их изменения с глубиной, слева от вертикали, проходящей через середину подошвы фундамента (рисунок 5.1).



1 – эпюра напряжений от собственного веса грунта; 2 – эпюра нормальных вертикальных напряжений по оси, проходящей через центр тяжести подошвы

Рисунок 5.1 – Схема к определению осадки

Напряжения от внешних нагрузок в контактной плоскости определяют по формуле внецентренного сжатия. Для упрощения расчета допускают замену трапецидальной эпюры нагрузки, передающейся по подошве подпорной стенки на основание, на прямоугольную.

Для расчета осадок методом послойного суммирования нормальные напряжения по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, определяют по формуле:

$$\sigma_z = \alpha \cdot \sigma_{доп, z} \quad (5.11)$$

где

α – коэффициент, учитывающий изменения по глубине нормального напряжения в грунте и принимаемый по таблице Б.11 приложения Б;

$\sigma_{доп}$ – дополнительное давление, кПа, равное:

$$\sigma_{доп} = P - \sigma_{ф, z} \quad (5.12)$$

$\sigma_{ф, z}$ – бытовое (природное) давление на уровне подошвы фундамента, кПа.

Конечную осадку определяют по формуле:

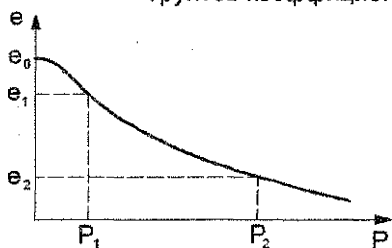
$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_{сп, i} \cdot h_i \cdot \frac{(e_1 - e_2)}{(\sigma_2 - \sigma_1) \cdot (1 + e_1) \cdot m_{от}}, \quad (5.13)$$

где

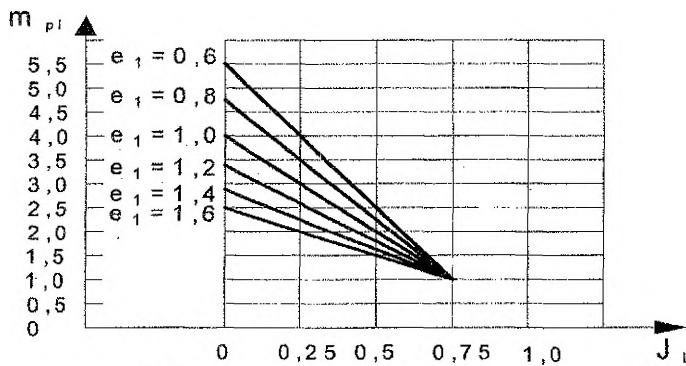
n – число слоев, на которое разбита сжимаемая толща;

$\sigma_{сп, i}$ – дополнительное вертикальное нормальное напряжение в середине i -го слоя на глубине z_i от нагрузок и пригрузок, кПа;

- σ_1 – напряжение от собственного веса грунта в середине i-го слоя, кПа;
- σ_2 – суммарное напряжение от дополнительного давления и собственного веса грунта в середине i-го слоя, кПа;
- e_1 – коэффициент пористости грунта, соответствующий напряжению σ_1 , взятый по компрессионной кривой;
- e_2 – коэффициент пористости грунта, соответствующий напряжению σ_2 , взятый по компрессионной кривой;
- $m_0 = m_c \cdot m_{pl}$
- m_c – коэффициент, учитывающий размеры фундамента и принимаемый равным 1 для сооружений, имеющих ширину менее 20 м или площадь менее 500 м²;
- m_{pl} – коэффициент, принимаемый для глинистых грунтов равным отношению модуля деформации, полученного при испытании грунтов штампами, к модулю деформации, полученному при компрессионных испытаниях. При отсутствии указанных данных коэффициент m_{pl} для глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции принимают по рисунку 5.3 в зависимости от коэффициента пористости e и показателя текучести J_L . Для глинистых грунтов пластичных консистенций и песчаных грунтов коэффициент m_{pl} принимают равным 1.



Рисунки 5.2 - Расчетная компрессионная кривая



Рисунки 5.3 - График для определения коэффициента m_{pl}

5.2. Расчет крена подпорной стенки на нескальных основаниях

Крен (наклон) подпорной стенки с прямоугольной подошвой, вызванный внецентренным приложением вертикальной нагрузки в пределах ширины сооружения в случае однородного и горизонтально-слоистого основания без учета фильтрационных сил определяют:

- в направлении большей стороны подошвы подпорной стенки:

$$i_t = \operatorname{tg} \omega_t = K_1 \cdot \frac{M_t}{l^3} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_m}, \quad (5.14)$$

- в направлении меньшей стороны подошвы подпорной стенки:

$$i_b = \operatorname{tg} \omega_b = K_2 \cdot \frac{M_b}{b^3} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_m}, \quad (5.15)$$

где

ω_b, ω_t — углы крена подпорной стенки;

K_1, K_2 — безразмерные коэффициенты, определяемые по рисунку 6.4;

M_t, M_b — моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно большей и меньшей сторонам прямоугольной подошвы относительно оси, проходящей через ее центр тяжести, кН·м;

l, b — длина и ширина подошвы подпорной стенки, м;

ν — коэффициент поперечной деформации, определяемый по таблице Б.12 приложения Б;

E_m — средний модуль деформации всего сжимаемого слоя в пределах зоны сжатия, МПа.

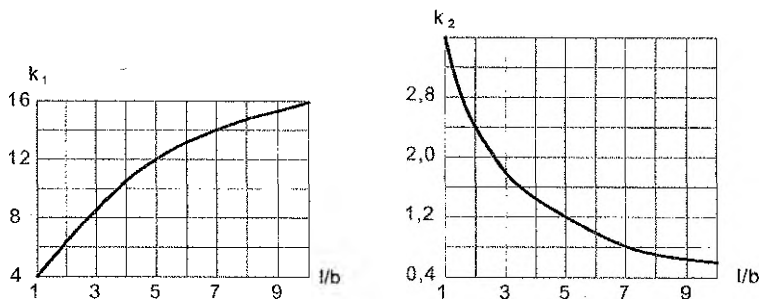


Рисунок 6.4 - Графики для определения коэффициентов K_1 и K_2

При наличии в сжимаемой зоне нескольких видов грунтов средний для них модуль деформации определяют по формуле:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot \alpha_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot h_i}, \quad (5.16)$$

где

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта, кПа;

$$E_i = E'_i \cdot \beta_{0i} \cdot m_0 \quad (5.17)$$

E'_i – модуль деформации, определенный по первичной ветви компрессионной кривой, кПа:

$$E'_i = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(e_1 - e_2)} \cdot (1 + e_1), \quad (5.18)$$

$$\beta_{0i} = 1 - \frac{2 \cdot \nu_i^2}{(1 - \nu_i)}, \quad (5.19)$$

По величине крена определяют отклонение верха стенки (S):

$$S = i \cdot H, \quad (5.20)$$

где

H – высота стенки, м.

Предельное значение отклонения верха подпорной стенки принимают 1±2 см.

Практическое занятие № 6

Тема: «Анализ экономичности конструктивного решения системы «основание-фундамент» подпорной стенки»

Цель работы: проанализировать результаты расчетов, выполненных в предыдущих работах.

Ход работы

Оценку совместной работы основания и сооружения выполняют в следующей последовательности:

- определение класса капитальности подпорной стенки. При расчете основания по несущей способности рассчитываемую подпорную стенку можно отнести к III классу капитальности гидротехнических сооружений;
- анализ несущей способности гидротехнического сооружения. Выполненный расчет по несущей способности покажет, насколько удовлетворяются требования прочности основания, а также имеются ли запасы, существенно превышающие допустимый минимум. В случае невыполнения условия прочности следует изменить размеры фундамента подпорного сооружения, чтобы условие прочности было обеспечено;
- сравнение полученных значений осадок и отклонения верха подпорной стенки с предельными величинами. При оценке подпорного сооружения по второй группе предельных состояний, ввиду отсутствия нормированных допусков осадок и кренов, необходимо задаться предельной осадкой и креном применительно к конструктивным особенностям данного сооружения и инженерно-геологическим условиям. Предельную величину осадки допускают $S_u = 8 \div 10$ см, а отклонение верха стенки $1 \div 2$ см. Если расчетная осадка и крен превысили предельную величину, необходимо указать, как можно уменьшить их расчетные величины для удовлетворения указанных требований.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А.1 – Габаритные размеры подпорной стенки углового типа

№№ вариантов	Высота сооружения, м	Отметки		Характеристика грунтов засыпки				Нагрузка на засыпку, q , кН/м ²
		поверхности земли	уровня воды	удельный вес, γ , кН/м ³		угол внутреннего трения, φ , °		
				естественная влажность	с учетом взвешивания	в сухом состоянии	в водонасыщенном состоянии	
1	4,5	41,2	40,0	19,8	10,1	30	29	15
2	5,0	44,2	43,1	19,0	9,0	29	28	25
3	5,5	29,4	28,2	20,6	10,8	32	31	30
4	6,0	34,6	33,1	19,6	9,8	30	27	40
5	6,5	42,8	40,4	19,5	9,5	29	27	25
6	7,0	46,9	44,8	18,5	9,0	28	25	20
7	7,5	39,8	37,7	20,9	11,0	32	30	30
8	8,0	35,6	34,1	19,5	9,5	29	28	25
9	8,5	46,5	44,9	20,8	10,9	31	29	15
10	4,0	36,9	35,4	20,1	10,2	31	30	20
11	4,2	37,0	35,6	19,6	9,8	31	28	22
12	4,7	41,3	39,2	19,5	9,5	29	27	16
13	5,2	44,4	42,1	18,5	9,0	32	30	24
14	5,8	29,8	28,1	20,9	11,0	28	25	27
15	6,3	32,6	30,8	19,5	9,5	29	27	35
16	6,7	41,8	40,1	20,8	10,9	30	27	28
17	7,2	45,9	43,8	20,1	10,2	32	31	26
18	7,7	38,8	36,4	19,8	10,1	29	28	21
19	8,3	33,6	31,2	19,0	9,0	30	29	23
20	8,6	45,4	42,2	20,6	10,8	31	30	18

Таблица А.2 - Инженерно-геологические данные строительной площадки

№ варианта	Наименование грунта	№ пласта	Мощность, м	Содержание частиц, %					Удельный вес частиц, γ_s , кН/м ³	Удельный вес грунта, γ , кН/м ³	Естественная влажность, W, %	Пределы пластичности, %	
				> 2,0 мм	2,0 – 0,5 мм	0,5 – 0,25 мм	0,25 – 0,1 мм	< 0,1 мм				ω_L	ω_P
				5	6	7	8	9				13	14
1	Песчаный	1	8	8,9	41,2	39,1	9,1	1,7	26,6	20,2	22,8	-	-
	Глинистый	2	12	-	3,0	4,0	19,0	74,0	27,1	20,9	19,5	31,9	19,4
2	Глинистый	1	10	-	7,0	8,0	32,0	53,0	27,6	22,5	15,0	18,0	11,0
	Песчаный	2	8	2,7	7,3	18,2	63,8	3,5	26,6	20,2	23,7	-	-
3	Глинистый	1	4	-	-	-	16,0	84,0	27,7	18,4	38,0	62,0	32,0
	Песчаный	2	24	8,9	41,2	39,1	9,1	1,7	26,6	20,2	22,8	-	-
4	Песчаный	1	10	8,9	41,2	39,1	9,1	1,7	26,7	20,5	21,8	-	-
	Глинистый	2	20	-	-	-	26,0	74,0	27,7	18,4	38,0	65,0	33,0
5	Глинистый	1	24	-	-	-	8,0	92,0	27,6	19,7	27,7	73,5	34,5
	Песчаный	2	4	20,1	39,2	31,1	9,0	0,6	26,7	21,0	19,6	-	-
6	Песчаный	1	9	0,5	8,4	25,1	63,2	2,8	26,6	20,5	21,9	-	-
	Глинистый	2	14	-	-	-	40,0	60,0	27,1	20,5	15,4	19,4	13,6
7	Глинистый	1	10	-	-	-	30,0	70,0	27,7	20,6	16,0	20,0	14,0
	Песчаный	2	8	8,9	41,2	39,1	9,1	1,7	26,6	20,2	22,8	-	-
8	Песчаный	1	8	0,5	8,4	25,1	63,2	2,8	26,6	20,5	21,9	-	-
	Глинистый	2	12	-	-	-	30,0	70,0	27,5	21,2	21,0	46,0	26,0
9	Глинистый	1	10	-	-	-	35,0	65,0	27,6	21,0	19,0	38,0	20,0
	Песчаный	2	8	23,7	44,3	26,6	3,5	1,9	26,6	21,5	14,6	-	-
10	Песчаный	1	9	18,2	40,7	34,0	6,9	0,2	26,7	20,3	23,2	-	-
	Глинистый	2	14	-	-	-	48,0	52,0	27,2	22,4	12,0	20,0	12,0
11	Глинистый	1	8	-	2,0	4,0	10,0	84,0	27,7	18,4	38,0	62,0	32,0
	Песчаный	2	6	18,2	40,7	34,0	6,9	0,2	26,6	20,5	24,0	-	-
12	Глинистый	1	9	-	-	-	4,4	95,6	27,5	19,4	26,0	77,9	36,6
	Песчаный	2	6	20,1	39,2	31,1	9,0	0,6	26,7	21,0	19,6	-	-

Продолжение таблицы А.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
13	Песчаный	1	8	2,7	7,3	18,2	63,8	3,5	26,6	20,2	23,7	-	-
	Глинистый	2	7	-	-	-	3,0	97,0	27,5	18,9	33,0	65,9	25,9
14	Глинистый	1	8	-	-	-	10,0	90,0	27,7	21,2	26,0	65,9	25,9
	Песчаный	2	9	23,7	44,3	26,6	3,5	1,9	26,7	21,5	14,6	-	-
15	Песчаный	1	8	18,2	40,7	34,0	6,9	0,2	26,7	20,3	23,2	-	-
	Глинистый	2	9	-	-	-	4,0	96,0	27,6	19,7	27,7	73,5	34,5
16	Песчаный	1	8	2,7	7,3	18,2	63,8	3,5	26,7	20,3	23,2	-	-
	Глинистый	2	14	-	-	-	48,0	52,0	27,2	22,4	12,0	20,0	12,0
17	Песчаный	1	6	20,1	39,2	31,1	9,0	0,6	26,7	21,0	19,6	-	-
	Глинистый	2	12	-	3,0	4,0	19,0	74,0	27,1	20,9	19,5	31,9	19,6
18	Глинистый	1	10	-	7,0	8,0	32,0	53,0	27,6	22,5	15,6	13,0	11,0
	Песчаный	2	8	0,5	8,4	25,1	63,2	2,8	26,6	20,5	21,9	-	-
19	Песчаный	1	7	23,7	44,3	26,6	3,5	1,9	26,7	21,5	14,6	-	-
	Глинистый	2	9	-	-	-	4,4	95,6	27,5	19,4	26,0	77,9	36,6
20	Песчаный	1	8	18,2	40,7	34,0	6,9	0,2	26,7	21,5	14,6	-	-
	Глинистый	2	9	-	-	-	4,0	96,0	27,6	19,7	27,7	62,0	32,0

Таблица А.3 - Результаты компрессионных испытаний

№ варианта	Наименование грунта	№ пласта	Значения коэффициента пористости (e) при соответствующем давлении P_1					
			0 кПа	50 кПа	100 кПа	200 кПа	300 кПа	400 кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Песчаный	1	0,617	0,616	0,614	0,607	0,603	0,599
	Глинистый	2	0,550	0,545	0,540	0,530	0,525	0,520
2	Глинистый	1	0,410	0,409	0,408	0,405	0,402	0,400
	Песчаный	2	0,629	0,628	0,626	0,622	0,619	0,616
3	Глинистый	1	1,078	1,073	1,068	1,058	1,053	1,048
	Песчаный	2	0,617	0,616	0,614	0,607	0,603	0,599
4	Песчаный	1	0,617	0,616	0,614	0,607	0,603	0,599
	Глинистый	2	1,078	1,073	1,068	1,058	1,053	1,048
5	Глинистый	1	0,841	0,840	0,838	0,836	0,834	0,832
	Песчаный	2	0,521	0,520	0,518	0,514	0,511	0,508
6	Песчаный	1	0,582	0,581	0,579	0,575	0,572	0,569
	Глинистый	2	0,526	0,526	0,525	0,524	0,521	0,519
7	Глинистый	1	0,526	0,526	0,525	0,524	0,521	0,519
	Песчаный	2	0,617	0,616	0,614	0,607	0,603	0,599
8	Песчаный	1	0,582	0,581	0,579	0,575	0,572	0,569
	Глинистый	2	0,570	0,569	0,568	0,565	0,563	0,560
9	Глинистый	1	0,570	0,569	0,568	0,565	0,563	0,560
	Песчаный	2	0,418	0,418	0,415	0,408	0,404	0,400
10	Песчаный	1	0,620	0,619	0,617	0,613	0,610	0,607
	Глинистый	2	0,360	0,360	0,359	0,358	0,355	0,353
11	Глинистый	1	1,078	1,073	1,068	1,058	1,053	1,048
	Песчаный	2	0,620	0,619	0,617	0,613	0,610	0,607
12	Глинистый	1	0,786	0,785	0,783	0,779	0,776	0,773
	Песчаный	2	0,521	0,520	0,518	0,514	0,511	0,508
13	Песчаный	1	0,629	0,628	0,626	0,622	0,619	0,616
	Глинистый	2	0,935	0,932	0,928	0,923	0,918	0,915
14	Глинистый	1	0,935	0,932	0,928	0,923	0,918	0,915
	Песчаный	2	0,418	0,418	0,415	0,408	0,404	0,400
15	Песчаный	1	0,620	0,619	0,617	0,613	0,610	0,607
	Глинистый	2	0,841	0,840	0,838	0,836	0,834	0,832
16	Песчаный	1	0,629	0,628	0,626	0,622	0,619	0,616
	Глинистый	2	0,360	0,360	0,359	0,358	0,355	0,353
17	Песчаный	1	0,521	0,520	0,518	0,514	0,511	0,508
	Глинистый	2	0,550	0,545	0,540	0,530	0,525	0,520
18	Глинистый	1	0,410	0,409	0,408	0,405	0,402	0,400
	Песчаный	2	0,582	0,581	0,579	0,575	0,572	0,569
19	Песчаный	1	0,418	0,418	0,415	0,408	0,404	0,400
	Глинистый	2	0,786	0,785	0,783	0,779	0,776	0,773
20	Песчаный	1	0,418	0,418	0,415	0,408	0,404	0,400
	Глинистый	2	0,841	0,840	0,838	0,836	0,834	0,832

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Таблица Б.1 - Подразделение глинистых грунтов по числу пластичности

Грунт	Число пластичности, %
1	2
Супесь	$1 \leq J_p \leq 7$
Суглинок	$10 < J_p \leq 17$
Глина	$J_p > 17$

Таблица Б.2 - Подразделение глинистых грунтов по показателю текучести

Грунт	Показатель текучести
1	2
Супесь:	
твердая	$J_L < 0$
пластичная	$0 \leq J_L \leq 1,0$
текучая	$J_L > 1,0$
Суглинок и глина:	
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	$0,75 < J_L \leq 1,0$
текучие	$J_L > 1,0$

Таблица Б.3 - Классификация песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Грунт	Размер частиц, мм	Масса частиц, % от массы воздушно-капельного грунта
1	2	3
Гравелистый	$> 2,0$	> 25
Крупный	$> 0,5$	> 50
Средней крупности	$> 0,25$	> 50
Мелкий	$> 0,1$	≥ 75
Пылеватый	$< 0,1$	< 75

Примечание: наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке их расположения в таблице.

Таблица Б.4 - Подразделение песчаных грунтов по плотности сложения

Песок	Значение коэффициента пористости		
	плотные	средней плотности	рыхлые
1	2	3	4
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкий	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,80$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Таблица Б.5 - Подразделение песчаных грунтов по степени влажности

Грунт	Степень влажности
1	2
Маловлажный	$0 < S_w \leq 0,5$
Влажный	$0,5 < S_w \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_w \leq 1,0$

Таблица Б.6 - Нормативные значения удельных сцеплений (C , кПа) и углов внутреннего трения (φ , °) песчаных грунтов

Песок	Характеристика	Значения C и φ при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
1	2	3	4	5	6
Гравелистый, крупный	C	2	1	0	-
	φ	43	40	38	-
Средней крупности	C	3	2	1	-
	φ	40	38	35	-
Мелкий	C	6	4	2	0
	φ	38	36	32	28
Пылеватый	C	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26

Таблица Б.7 - Нормативные значения удельных сцеплений (C , кПа) и углов внутреннего трения (φ , °) глинистых грунтов четвертичных отложений

Грунт	Показатель текучести	Характеристика	Значения C и φ при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Супесь	$0 \leq J_L \leq 0,25$	C	21	17	15	13	-	-	-
		φ	30	29	17	24	-	-	-
	$0,25 < J_L \leq 0,75$	C	19	15	13	11	-	-	-
		φ	28	26	24	21	-	-	-
Суглинок	$0 < J_L \leq 0,25$	C	47	37	31	25	22	19	-
		φ	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < J_L \leq 0,50$	C	39	34	28	23	18	15	-
		φ	24	23	22	21	19	17	-
	$0,50 < J_L \leq 0,75$	C	-	-	25	20	16	14	12
		φ	-	-	19	18	16	14	12
Глина	$0 < J_L \leq 0,25$	C	-	81	68	54	47	41	36
		φ	21	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < J_L \leq 0,50$	C	-	-	57	50	43	37	32
		φ	-	-	18	17	16	14	11
	$0,50 < J_L \leq 0,75$	C	-	-	45	41	38	33	29
		φ	-	-	15	14	12	10	7

Таблица Б.8 - Значения коэффициента надежности γ_f

Наименование нагрузок и воздействий	Коэффициент надежности
1	2
Собственный вес сооружения	1,1 (0,9)
Собственный вес грунта:	
- природного сложения	1,1(0,9)
- насыпного	1,15(0,9)
Боковое давление грунта	1,2 (0,8)
Гидростатическое и водное давление, а также давление фильтрационных вод по подземному контуру сооружения, в швах и расчетных сечениях бетонных и железобетонных конструкций	1,0

Таблица Б.9 - Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H	
		≥ 4	$\leq 1,5$
1	2	3	4
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и глинистые с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < J_L \leq 0,50$	1,2	1,0	1,1
$J_L > 0,50$	1,1	1,0	1,0

Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся те, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения специальных мероприятий.

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях (L/H) значение коэффициента γ_{c2} определяется по интерполяции.

Таблица Б.10 - Значения коэффициентов M_p , M_q , M_c

φ_{II}	M_p	M_q	M_c	φ_{II}	M_p	M_q	M_c
1	2	3	4	1	2	3	4
0	0	0	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	0,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45

Продолжение таблицы Б.10

1							
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,6	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Таблица Б.11 - Коэффициент α

$m = \frac{2 \cdot z}{b}$	Коэффициент α для фундаментов							
	круг- лых	прямоугольных с соотношением сторон $n=l/b$						ленточ- ных $n \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,972	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,848	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,105	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158

Продолжение таблицы Б.11

1	2	3	4	5	6	7	8	9
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Таблица Б.12 - Значение коэффициента ν

Вид грунта	Значение коэффициента
Твердые глины	0,20 – 0,30
Суглинки	0,33 – 0,37
Пластичные глины	0,38 – 0,45
Песчаные грунты	0,25 – 0,30

Примечание: меньшие значения коэффициента ν относятся к более плотным грунтам соответствующего вида.

Литература

1. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления: СТ БГТУ-01-2002. – Брест, 2002. – 32 с.
2. Стандарт Республики Беларусь. Грунты, классификация: СТБ 943-2007. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2007.
3. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНИП 2.01.87-85. – М.: Минстрой России, 1996. – 44 с.
4. Строительные нормы и правила. Основания гидротехнических сооружений 6 СНИП 2.02.02-85. – М.: Минстрой России, 2004.
5. Технический кодекс установившейся практики. Фундаменты плитные:– ТКП 45-5.01-67-2007. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2008. – 136 с.

Учебное издание

Составители:

*Дедок Владимир Николаевич
Натарова Оксана Николаевна
Козловский Денис Станиславович*

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к практическим занятиям по дисциплине
«Механика грунтов, основания и фундаменты»
для студентов специальности
1-74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство»

Ответственный за выпуск: *Дедок В.Н.*
Редактор: *Боровикова Е.А.*
Компьютерная верстка: *Боровикова Е.А.*
Корректор: *Никитчик Е.В.*

Подписано к печати 11.12.2015 г. Формат 60x84 ¹/₁₆. Бумага «Снегурочка».

Усл. п. л. 2,8. Уч.-изд. л. 3,0. Заказ № 1265. Тираж 60 экз.

Отпечатано на ризографе Учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.