

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БРЕСТСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
Кафедра оснований, фундаментов, инженерной
геологии и геодезии

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
и задания к выполнению курсовой работы по курсу
**«МЕХАНИКА ГРУНТОВ,
ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ»**
для студентов специальности С.04.02.00
«Мелиорация и водное хозяйство»

Брест 1999

Изложена методика расчета оснований подпорных стенок гидротехнических сооружений по двум группам предельных состояний. Эта методика может быть использована в дипломном проектировании.

Составители: П. А. Андрейков, доцент, к. т. н.,
П. С. Пойта, доцент, к. т. н.,
А. М. Климук, старший преподаватель

Рецензент: А.С. Шукайло, главный специалист ПТО треста «Брестводстрой»

ВВЕДЕНИЕ

Настоящие методические указания предназначены для студентов специальности С.04.02.00 «Мелиорация и водное хозяйство».

Курсовые работы являются важным этапом учебного процесса, так как их выполнение закрепляет и углубляет теоретические знания, позволяет приобрести практические навыки в решении многих технических вопросов, а также правильно пользоваться нормами проектирования, ГОСТами и другой технической литературой.

Курсовая работа должна выполняться в постоянной увязке с усвоением теоретических положений курса.

Подпорные стенки находят широкое применение в гидротехническом строительстве. Они входят в состав разнообразных комплексных гидротехнических объектов и являются основными или вспомогательными сооружениями.

Курсовая работа заключается в оценке прочности и деформируемости грунтового основания и в определении устойчивости возводимой на нем подпорной стенки гидротехнического сооружения.

В методических указаниях даются пояснения к расчету оснований 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.

Для сокращения механической вычислительной работы в учебных целях 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.)

1. Задание на курсовую работу.

Задание на курсовую работу содержит:

- схему конструкции подпорной стенки и ее рекомендуемые основные размеры;
- характеристики грунтов обратной засыпки;
- сведения об инженерно-геологических и гидрогеологических условиях с указанием мощности слоев и физических характеристик грунтов по каждому геологическому слою;
- результаты компрессионных испытаний грунтов.

2. Объем и состав курсовой работы.

Курсовая работа должна состоять из подробной расчетно-пояснительной записки объемом 25-35 страниц, выполненной на листах формата А4 (размером 210x297 мм) с необходимыми схемами и графиками.

2.1. Состав расчетно-пояснительной записки.

Оформление расчетно-пояснительной записки необходимо выполнять в соответствии со Стандартом БИСИ /1/ (расчетно-пояснительная записка должна быть написана четко, без помарок и поправок, на одной стороне листов бумаги). Все записи в расчетно-пояснительной записке выполняются чернилами или пастой черного (синего или фиолетового) цвета.

Записка разделяется на разделы, а разделы на параграфы. Все страницы записки должны иметь сквозную нумерацию.

Записка иллюстрируется необходимыми чертежами, графиками и схемами, выполненными в удобном масштабе со всеми размерами, абсолютными и относительными отметками. Рисунки и схемы даются на миллиметровой бумаге и нумеруются в соответствии с /1/, а в тексте на них делаются ссылки.

В записке сначала приводится расчетная формула, а затем проставляются соответствующие числовые значения. Все числовые значения коэффициентов, показателей и значения, полученные в результате расчетов, должны иметь соответствующую размерность в системе единиц СИ.

В расчетно-пояснительной записке должны применяться принятые в научно-технической литературе термины, обозначения и сокращения.

На обложке расчетно-пояснительной записки указывают наименование работы, институт, факультет, курс, № группы, фамилию и инициалы студента.

Расчетно-пояснительная записка должна иметь следующее содержание:

- оглавление с перечислением всех разделов работы;
- задание на курсовую работу;
- реферат, в котором даются краткое изложение выполненной работы с указанием полученных результатов. В конце текста реферата помещаются сведения о количестве страниц пояснительной записки, количестве содержащихся в ней таблиц, рисунков, библиографий;
- введение, где даются сведения о назначении подпорной стенки, краткую характеристику ее конструкции, исходные данные для проектирования; вертикальную привязку стенки;
- оценку инженерно-геологических условий строительной площадки: привести исходную таблицу состава и физических характеристик грунтов, составить инженерно-геологическую колонку в расчетном сечении стенки, определить наименование грунтов, рассчитать значения их производных характеристик, дать заключение по каждому слою грунта, составить сводную таблицу физико-механических свойств грунтов строительной площадки, анализ грунтовых условий строительной площадки;

- определение усилий, передающихся на сооружение и его основание, и составление схемы действующих нагрузок;
- расчет основания стенки по первой группе предельных состояний (по несущей способности) при строительном случае;
- расчет основания стенки по несущей способности при эксплуатационном случае;
- расчет основания сооружения по второй группе предельных состояний (по деформациям);
- оценка совместной работы основания и сооружения;
- список использованной литературы (приводится в порядке ее появления в тексте).

3. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки.

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, прежде всего, должно быть определено наименование грунта. 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 пылевато-глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель текучести. В соответствии со СТБ 943-93 /2/ вид песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу, а пылевато-глинистого – по числу пластичности:

$$J_p = W_L - W_p, \quad (3.1)$$

где W_L – влажность на границе текучести, %;

W_p – влажность на границе раскатывания, %.

Затем для каждого вида грунта необходимо подсчитать следующие производные характеристики:

1. Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01 \cdot w}, \quad \text{т/м}^3, \quad (3.2)$$

где ρ – плотность грунта, т/м^3 ; w – природная влажность, %.

2. Пористость грунта

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$$

и коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (3.3)$$

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. Использовать рыхлые пески в качестве естественного основания не рекомендуется, в особенности, если они насыщены водой, и тем более при динамических нагрузках.

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды определяется по формуле:

$$\gamma_{SB} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (3.4)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м³;

γ_w – удельный вес воды, кН/м³.

3. Степень влажности

$$S_r = \frac{0.01 \cdot w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (3.5)$$

где $\rho_w = 1.0$ т/м³ – плотность воды.

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой /2/.

Для пылевато-глинистых грунтов определяют показатель текучести

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

В зависимости от показателя текучести супеси подразделяются на твердые, пластичные, текучие, а суглинки и глины – на твердые, полутвердые, тугопластичные, мягкопластичные, текучепластичные и текучие.

Пылевато-глинистые грунты текучей консистенции в качестве естественных оснований, как правило, не используются.

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

Нормативные значения прочностных характеристик грунтов (угол внутреннего трения и удельное сцепление) принимаются по таблицам СНиП 2.02.01-83 /3/.

Расчетные значения характеристик грунтов определяются по формуле:

$$X = \frac{X_n}{\gamma_q},$$

где γ_q – коэффициент надежности по грунту.

Расчетные значения характеристик грунтов $tg\phi$, C и γ для расчетов по первой группе предельных состояний обозначаются $tg\phi_1$, C_1 и γ_1 , а для расчетов по второй группе - $tg\phi_{II}$, 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 $tg\phi_1$ принять для песчаных грунтов $\gamma_q = 1,1$, для пылеватоглинистых $\gamma_q = 1,15$, при вычислении C_1 принять $\gamma_q = 1,5$ и при вычислении γ_1 принять $\gamma_q = 1,02$.

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

По результатам компрессионных испытаний грунтов строятся компрессионные кривые, которые в дальнейшем будут использованы для определения деформационных характеристик.

Данные о физико-механических характеристиках и показателях грунтов, слагающих строительную площадку, приводятся в сводной таблице 3.1, 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.

4. Определение усилий, передающихся на сооружение и его основание.

Расчеты подпорных стен следует выполнять 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.

Расчеты подпорных стен производятся для следующих расчетных случаев: эксплуатационного и строительного.

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

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

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 производится на расчетные нагрузки с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузкам. Значение коэффициента надежности по нагрузкам подлежит принимать по таблицам СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

При определении вертикального давления от веса грунта, бокового давления грунта с применением расчетных характеристик γ_b , $\text{tg}\varphi_b$, C_1 (для расчетов по первой группе предельных состояний) и $\gamma_{п}$, $\text{tg}\varphi_{п}$, $C_{п}$ (для расчетов по второй группе предельных состояний) коэффициенты надежности принимаются равными единице.

При расчете основания по деформациям (по второй группе предельных состояний) следует принимать расчетные значения нагрузок с коэффициентом надежности, равными единице.

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

Нагрузки будут складываться из вертикальных и горизонтальных сил (см. рис. 4.1).

Вертикальные силы:

g_1 — собственный вес сооружений;

$g_{гр}$, g_{w} — вес пригрузки грунтом и водой;

$W_{вз}$ — взвешивающее давление воды.

Горизонтальные силы:

E_a — активное давление грунта и полезной нагрузки с тыловой грани;

$E_{п}$ — 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 разбивается на простые фигуры (треугольники, квадраты, прямоугольники и т.д.) (см. рис. 4.1);
- находятся центры тяжести каждой фигуры и определяются их площади A_i в м^2 ;
- вычисляется вес каждой части сооружения или пригрузки в пределах выделенных фигур по формуле

$$g_i = 1 \cdot A_i \cdot \gamma,$$

где γ — удельный вес бетона (для сооружения) допускается принимать на стадии проектного задания, а также для конструкций с небольшими объемами работ (на всех стадиях) 24 кН/м^3 , железобетона — 25 кН/м^3 .

Для пригрузки грунтом и водой γ соответственно принимается для грунта $\gamma_{п}$ — удельный вес грунта и γ_w — удельный вес воды.

Взвешивающее давление воды проще учесть для всего сечения, а не учитывать его отдельно для сооружения и для пригрузки грунтом.

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

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

Таблица 3.1.

Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов оснований.

№№ пласта	Наименование грунта по СТБ 943-93	Удельный вес частиц, γ_s , кН/м ³	Удельный вес грунта, кН/м ³				Естественная влажность, W	Пластич- ность, %			Показатель текучести, J _L	Пористость, n	Коэффициент пористости, e	Степень влажности, S _r	Угол внут- реннего трения, град		Сцепле- ние, кПа		Примечание
			γ_n	γ_l	γ_{sb}	γ_{sb_l}		W _L	W _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

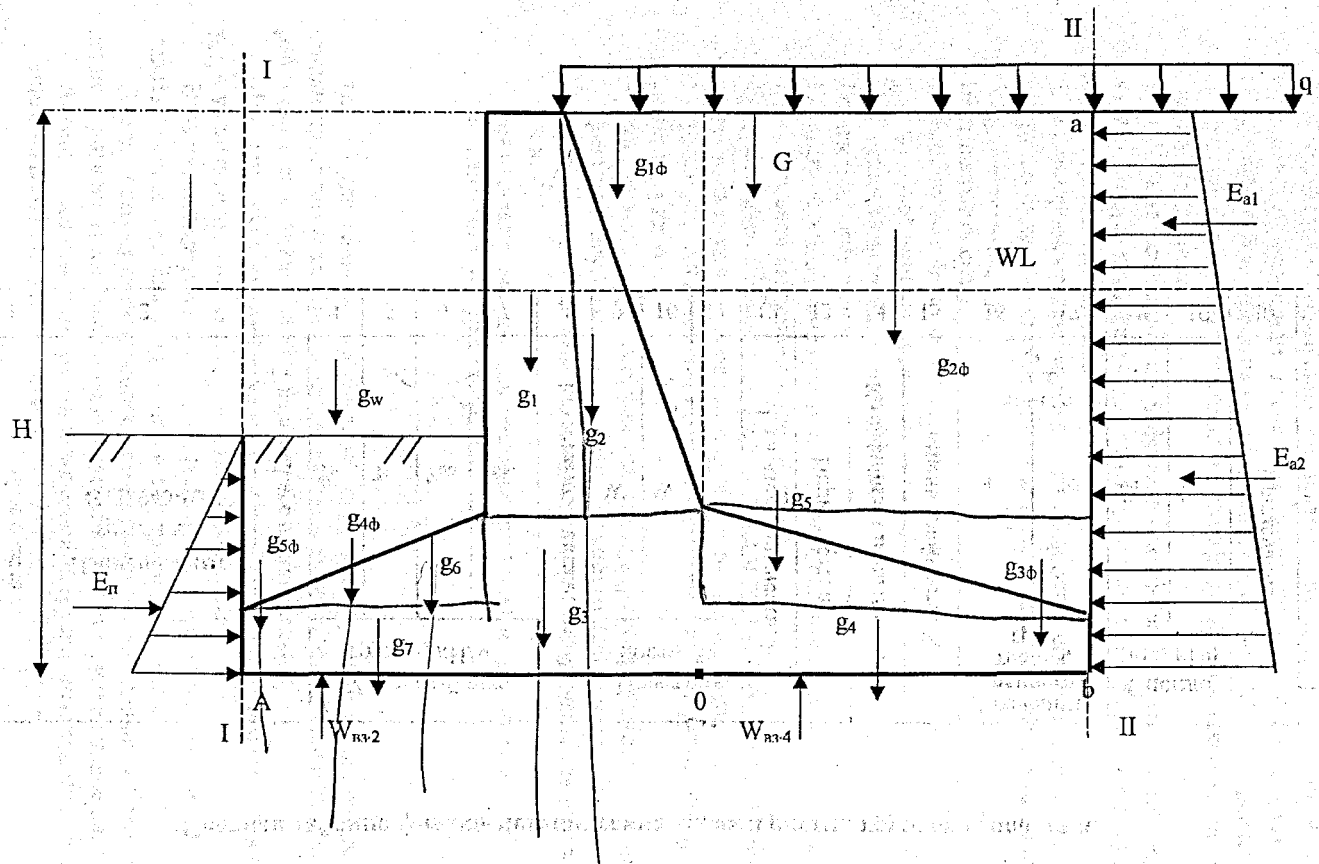


Рис. 4.1. Схема нагрузок, действующих на стену.

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 можно представить как давление от эквивалентного слоя грунта высотой h .

$$h = \frac{q}{\gamma} \quad (4.2)$$

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

$$\sigma_1 = \gamma(h + z) \cdot 1 \quad (4.3)$$

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

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4.4)$$

Если заменить σ_1 в соответствии с приведенным выше выражением и определить σ_2 , получим:

$$\sigma_2 = \gamma \cdot (h + z) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4.5)$$

Боковое давление в точке a за стенкой определим:

$$\sigma_{2a} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4.6)$$

Боковое давление в точке b соответственно равно:

$$\sigma_{2b} = \gamma \cdot (h + H) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4.7)$$

Равнодействующая активного давления сыпучего грунта засыпки на подпорную стенку E_a будет равна площади эпюры давления:

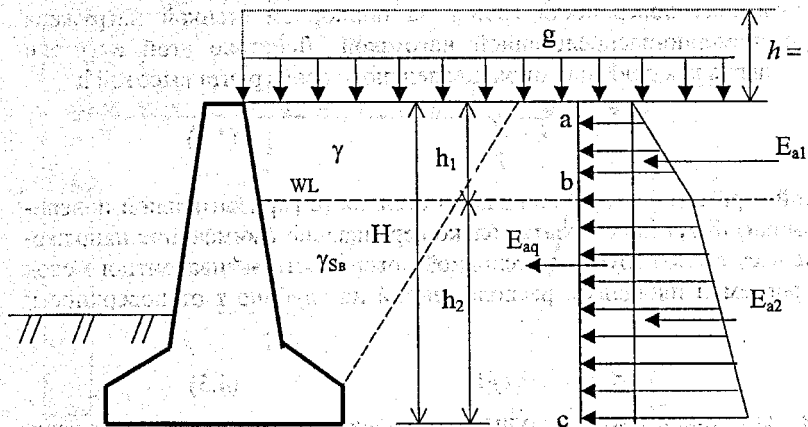
$$E_a = \frac{\sigma_{2a} + \sigma_{2b}}{2} \cdot H$$

или

$$E_a = \frac{\gamma}{2} \cdot (H^2 + 2 \cdot H \cdot h) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4.8)$$

Однако, учитывая уровень грунтовых вод за стенкой, активное давление необходимо определять отдельно для сечений и ниже уровня грунтовых вод. Для грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод, необходимо учитывать взвешивающее давление воды на скелет грунта.

Пример. Определить активное давление сыпучего грунта засыпки на подпорную стенку, если дано:



Решение.

1. Определяем активное давление от распределенной нагрузки:

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

Эпюра бокового давления прямоугольная, равнодействующая активного давления от распределенной нагрузки E_{aq} .

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

(изменением φ пренебречь).

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

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

3. Аналогично определяем активное давление в точке c.

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

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

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

и равнодействующую активного давления ниже уровня грунтовых вод

$$E_{a2} = \frac{\sigma_{2b} + \sigma_{2c}}{2} \cdot h_2$$

или

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

Равнодействующие будут горизонтальными и приложенными соответственно в центрах тяжести эпюр.

Равнодействующую пассивного сопротивления грунта при перемещении стенки под действием активного давления определяем:

- от сыпучего грунта (рис.4.2а) по формуле:

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2});$$

- от связного грунта (рис.4.2а) по формуле:

$$E_n = \frac{\sigma_{n0} + \sigma_{nz}}{2} \cdot N,$$

где $\sigma_{nz} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

$$\sigma_{n0} = 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

При использовании в качестве обратной засыпки связного грунта равнодействующая активного давления (рис. 4.2б) определяется по формуле:

$$E_0 = \frac{\sigma_2 \cdot (H - h_c)}{2},$$

где $\sigma_2 = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$

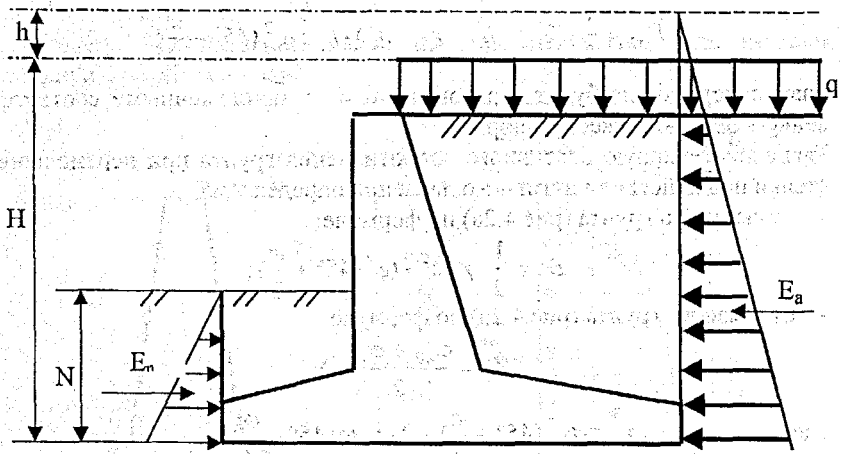
$$h_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}$$

Кроме вертикальных и горизонтальных сил надо определить моменты этих сил относительно точки А на подошве фундамента (рис.4.1).

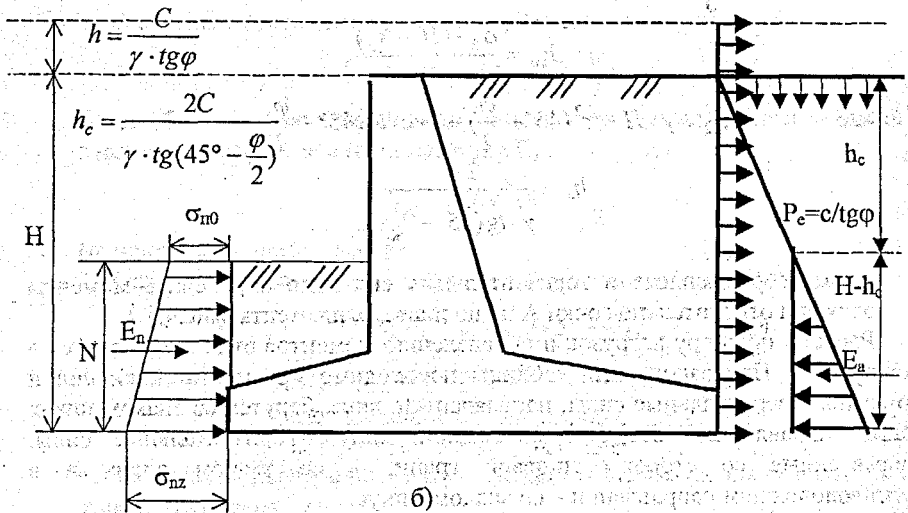
Расчеты по сбору нагрузок и определению моментов этих сил сводятся в таблицу 4.1. При заполнении таблицы необходимо учитывать знаки сил и моментов – вертикальные силы, направленные вниз, берутся со знаком плюс; силы, направленные вверх, – со знаком минус; горизонтальные силы, направленные со стороны лицевой грани, – со знаком плюс, а в противоположном направлении – со знаком минус.

Нормальные контактные напряжения, используемые в расчетах оснований по несущей способности для сооружений 3 и 4 классов капитальности на связных и несвязных грунтах, допускается определять по формулам внецентренного сжатия:

$$\sigma_m = \frac{\sum N_i}{b}; \sigma_{\max/\min} = \frac{\sum N_i}{b} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot e}{b}), \quad (4.9)$$



a)



б)

Рис. 4.2. Схемы к определению активного и пассивного давления сыпучего и связного грунта на подпорную стенку.

Таблица 4.1.

Сводная таблица нагрузок.

Условные обозначения	Размер простой фигуры, м	Объем, м ³	Нагрузки для расчета по деформациям		Коэффициент надежности по нагрузкам	Нагрузки при расчете по I группе предельных состояний		Плечи сил, м	Моменты от нагрузок, кН·м			
			Вертикальные, кН	Горизонтальные, кН		Вертикальные, кН	Горизонтальные, кН		По 2 группе предельных состояний		По 1 группе предельных состояний	
									удерживающих	опрокидывающих	удерживающих	опрокидывающих
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Эксплуатационный случай												
			ΣP_{II}			ΣP_I			$\Sigma M_{уд}$	$\Sigma M_{опр}$	$\Sigma M_{уд}$	$\Sigma M_{опр}$
Строительный случай												
			ΣP_{II}			ΣP_I			$\Sigma M_{уд}$	$\Sigma M_{опр}$	$\Sigma M_{уд}$	$\Sigma M_{опр}$

где σ_m , σ_{\max} , σ_{\min} - соответственно среднее, максимальное и минимальное напряжения под подошвой фундамента, кПа;

$\sum N_I$ - сумма вертикальных сил;

b - ширина опорной стенки, м;

e - эксцентриситет, м.

$$e = \frac{b}{2} \frac{\sum M_{уд} - \sum M_{опр}}{\sum N_I}$$

5. Расчет устойчивости.

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

$$\gamma_{ic} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \quad (5.1)$$

где F , R - расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся повернуть (опрокинуть) и удержать сооружение;

γ_{ic} - коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый: для основного сочетания нагрузок - 1.0; для особого сочетания нагрузок - 0.9; для сочетаний нагрузок в периоды строительства и ремонта - 0.95;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый для бетонных и железобетонных сооружений на полускальных и нескальных 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.

В расчетах устойчивости гравитационных сооружений на нескальных основаниях следует рассматривать возможность потери устойчивости по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов.

Расчет устойчивости гравитационных сооружений (кроме портовых), основания которых сложены песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми пылевато-глинистыми грунтами, следует производить только по схеме плоского сдвига при выполнении условия

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{\max}}{b \cdot \gamma_I} \leq N_o \quad (5.2)$$

В случае если основания сложены туго - и мягкопластичными пылевато-глинистыми грунтами, кроме условия (5.2), следует выполнять условия:

$$tg \psi_I = tg \varphi_I + \frac{C_I}{\sigma_m} \geq 0,45 \quad (5.3)$$

$$C_v^o = \frac{K(1+e)t_o}{a\gamma_w \cdot h_o^2} \geq 4 \quad (5.4)$$

В формулах (5.2) – (5.4):

N_G – число моделирования;

σ_{\max} – максимальное напряжения 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_1 – 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, для остальных грунтов – равным 3. Для всех грунтов оснований сооружений I и II классов N_0 , как правило, следует уточнять по результатам экспериментальных исследований методом сдвига штампов в котлованах сооружений;

$\text{tg}\psi_1$ – расчетное значение коэффициента сдвига;

φ_1 и C_1 – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта основания;

σ_m – среднее нормальное напряжение по подошве сооружения, кПа;

C_v^0 – коэффициент степени консолидации;

K – коэффициент фильтрации;

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 со СНиП 2.02.02-85 /4/

При расчете устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига следует принимать:

при плоской подошве сооружения – плоскость опирания сооружения 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 следует относить 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 сдвига $R=R_{pl}$ и F в условии (5.1) следует определять по формулам:

$$R_{pl} = P_t g \varphi_1 + \gamma'_c E_{p,tw} + A_q C_1 + R_q \quad (5.5)$$

$$F = T_{hw} + E_{a,hw} - T_{tw} \quad (5.6)$$

где R_{pl} – расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге, кН;

P – сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая противодавление), кН;

φ_1 – угол внутреннего трения, градус;

C_1 – 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 γ'_c следует принимать: для всех видов сооружений, кроме портовых – 0,7; для портовых – 1;

$E_{p,tw}$ и $E_{a,hw}$ – соответственно расчетные значения горизонтальных составляющих силы пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения и активного давления грунта с верховой стороны, кН. При определении $E_{p,tw}$ и $E_{a,hw}$ ниже уровня воды следует учитывать ее взвешивающее действие на грунт, а также влияние фильтрационных сил;

A_q – площадь горизонтальной проекции подошвы сооружения, в пределах которой учитывается сцепление, м²;

R_q – горизонтальная составляющая силы сопротивления свай, анкеров и т.д., кН;

F – расчетное значение сдвигающей силы, кН;

T_{hw} , T_{tw} – суммы горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил, действующих соответственно со стороны верховой и низовой граней сооружения, за исключением активного давления грунта, кН. Под низовой стороной сооружения понимается та, в направлении которой проверяется возможность сдвига.

Расчет устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига следует производить для сооружений на однородных основаниях во всех случаях, если не соблюдаются условия 5.2, 5.3 и 5.4. При этом сопротивление основания сдвигу следует принимать равным сумме сопротивлений на участках плоского сдвига и сдвига с выпором (рис. 5.1).

Сила предельного сопротивления при расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига R_{com} при поступательной форме сдвига определяется по формуле

$$R_{com} = (\sigma_m \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1) b_2 l + \tau_{lim} b_1 l \quad (5.7)$$

где σ_m – среднее нормальное напряжение по подошве сооружения, кПа;

φ_1 – угол внутреннего трения грунта основания, градус;

C_1 – удельное сцепление грунта основания, кПа;

b_1 , b_2 – расчетные значения ширины участков подошвы сооружения, на которых происходят сдвиг с выпором и плоский сдвиг, м;

l – размер стороны прямоугольной подошвы сооружения, перпендикулярной сдвигающей силе;

τ_{lim} – предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором, кПа.

При эксцентриситете e_p нормальной силы P в сторону нижней стороны в формуле 5.7 вместо b , b_1 и b_2 следует принимать b' , b'_1 и b'_2 (где $b' = b - 2e_p$, а $b'_1 = b_1 \frac{b'}{b}$).

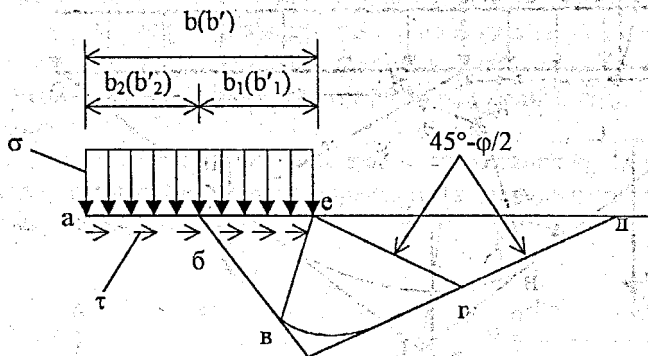


Рис. 5.1. Схема к расчету несущей способности основания и устойчивости сооружений при смешанном сдвиге.

аб - участок плоского сдвига; бс - участок сдвига с выпором;
бвгд - зона выпора.

Для определения b_1 и τ_{lim} следует построить график несущей способности основания, характеризующей зависимость предельного касательного напряжения на участке сдвига с выпором τ_{lim} от нормального напряжения по подошве сдвига σ (рис. 5.2).

График несущей способности основания строится по парным значениям σ и τ_{lim} , определяемым по формулам

$$\sigma = \frac{R_u}{b(b')} \cdot \cos \delta' - n \quad (5.8)$$

$$\tau_{lim} = \frac{R_u}{b(b')} \cdot \sin \delta' \quad (5.9)$$

где R_u – сила предельного сопротивления на участке сдвига с выпором от действия одной вертикальной нагрузки при глубинном сдвиге, кН;

b – размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе, м. При эксцентриситете e_p нормальной силы P в сторону нижнего бьефа в формулах 5.8 и 5.9 вместо b следует принимать $b' = b - 2 \cdot e_p$;

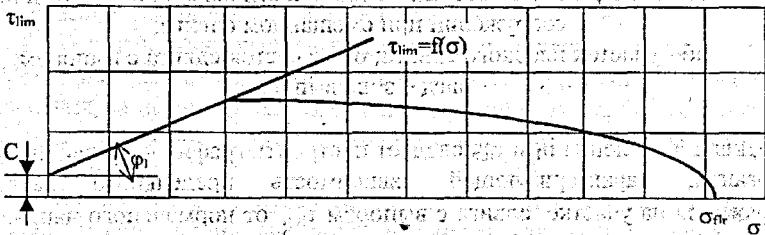
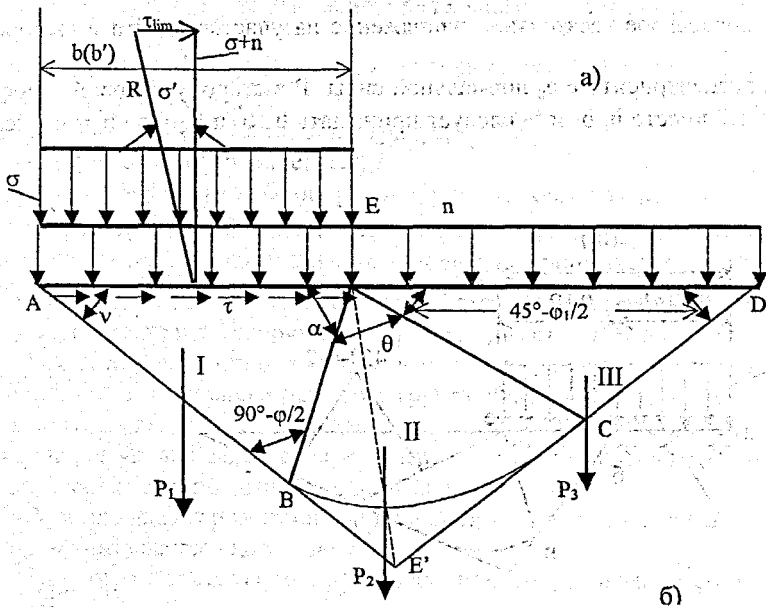


Рис. 5.2. К расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при глубинном сдвиге.

а) расчетная схема; б) график несущей способности основания;
I, II, III – зоны призмы обрушения.

σ' - угол наклона к вертикали равнодействующей внешних сил, равной по значению силе предельного сопротивления сдвигу R_u , град.;

$$n = \frac{C_1}{\operatorname{tg} \varphi_1}. \text{ Здесь } C_1 \text{ и } \varphi_1 \text{ то же, что и в формуле 5.3.}$$

В случаях, для которых в таблице приведены значения коэффициентов N_γ , N_c , N_q , а также значения коэффициента K , позволяющего определить длину участка ED на чертеже ($ED=kb$), R_u определяется по формуле

$$R_u = \gamma b^2 N_\gamma + b C_1 N_c + b q N_q \quad (5.10)$$

где γ_1 , b , C_1 – то же, что и в формулах 5.2 и 5.3;
 N_γ , N_c , N_q – коэффициенты несущей способности, принимаемые по таблице СНиП 2.02.02-85 /4/;

q – интенсивность равномерной нагрузки на участке ЕД призмы выпора.

Таким образом, для нахождения предельного касательного напряжения на участке сдвига с выпором τ_{lim} , следует по формуле 5.10 определить силы предельного сопротивления сдвигу R_u при различных значениях δ ; при этих же значениях δ вычислить значения σ и τ_{lim} по формулам 5.8 и 5.9 и по ним строить график $\tau_{lim}=f(\sigma)$, вычислить среднее нормальное напряжение по подошве сооружения σ_m и, используя график, определить τ_{lim} , соответствующее значению σ_m .

Значение ширины участка подошвы сооружения b_1 , на котором происходит сдвиг с выпором, следует определять в зависимости от σ_{max} (с низовой стороны) по рисунку 5.3.

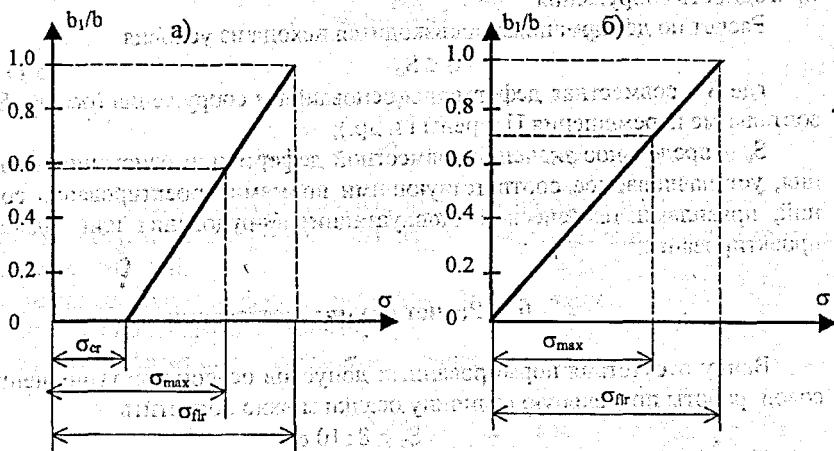


Рис. 5.3. Графики для определения ширины участка подошвы сооружения b_1 , на котором происходит сдвиг с выпором грунта основания.

а) для грунтов с коэффициентом сдвига $tg\psi = tg\phi_1 + \frac{C_1}{\sigma_m} > 0.45$; б) то же при $tg\psi < 0.45$; σ_{fr} – среднее нормальное напряжение под подошвой сооружения, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки, определяемое по рис. 5.2;

$$\sigma_{cr} = N_0 \cdot b \cdot \gamma_1$$

Устойчивость сооружения на опрокидывание будет обеспечена, если выполняется условие 5.1, при проверке которого под F и R следует понимать

соответственно суммы опрокидывающих и удерживающих моментов относительно ребра, вокруг которого возможно опрокидывание сооружения.

6. Расчет оснований сооружений по деформациям.

Расчет оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов по деформациям необходимо производить с целью выбора конструкций систем сооружение-основание, перемещения которых (осадки, горизонтальные перемещения, крены, повороты вокруг горизонтальной оси и пр.) 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 оснований сооружений, происходящие в процессе строительства, допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружения.

Расчет по деформациям производится исходя из условия

$$S \leq S_u \quad (6.1)$$

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

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

6.1. Расчет осадки сооружения.

Ввиду отсутствия нормированных допусков осадок при выполнении курсовой работы предельную величину осадки можно допустить

$$S_u = 8 \div 10 \text{ см.}$$

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

В курсовой работе расчет осадок производится для условий плоской задачи, так как предполагается, что длина сооружения больше ее ширины в 10 раз и более.

При расчете деформаций следует применять расчетную схему в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c в соответствии с п.6 обязательного приложения 2 СНиП 2.02.01-83 /3/. В этом случае должны быть соблюдены условия:

$$P \leq R$$

$$P_{\max} \leq 1,2 R$$

$$P_{\min} > 0$$

где P – среднее давление под подошвой стенки от нагрузок для расчета оснований по деформациям;

P_{\max} – максимальное краевое давление под подошвой стенки;

P_{\min} – минимальное краевое давление под подошвой стенки;

R – расчетное сопротивление грунта основания.

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

$$P = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}$$

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

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

где $\sum N_{II}$ – суммарная вертикальная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунта на его обрезах, кН, взятая для расчетов по второй группе предельных состояний;

A – площадь подошвы фундамента, $A = b \cdot l \text{ м}^2$;

b – ширина подошвы фундамента, м;

e – эксцентриситет сил в плоскости, параллельной b , м.

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\sum M_{II \text{ уд.}} - \sum M_{II \text{ погр.}}}{\sum N_{II}}$$

Расчетное сопротивление R в соответствии со СНиП 2.02.01-83 определяется по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{cf} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} K_z b \gamma_1 + M_g d_1 \gamma_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma_{II} + M_c C_{II}] \quad (6.2)$$

где γ_{cf} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 3 СНиП 2.02.01-83;

K – коэффициент, принимаемый равным: $K = 1$, если прочностные характеристики грунта (ϕ и C) определены непосредственными испыта-

ниями и $K = 1,1$, если они приняты по табл. 1-3 рекомендуемого приложения СНиП 2.02.01-83 /3/;

M_y, M_x, M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. 4 СНиП 2.02.01-83 /3/;

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);

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ;

γ_{II} – то же, залегающих выше подошвы;

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

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала определяется по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_{II}}$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3 .

В рассматриваемом случае d_1 следует принять равным расстоянию от поверхности земли до подошвы стенки.

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала. В рассматриваемом случае $d_b = 0$.

В случае невыполнения условий $P \leq R$; $P_{\max} \leq 1,2R$ и $P_{\min} > 0$ следует изменить ширину подошвы стенки.

Конечные осадки следует определять методом послойного суммирования осадок отдельных элементарных слоев основания в пределах активной зоны (сжимаемой толщи основания). Мощность активной зоны определяют приближенно 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. чтобы $\sigma_z \leq 0,2\sigma_{zg}$. В случае наличия в пределах активной зоны слоя несжимаемого грунта (например, скального), сжимаемая толща ограничивается глубиной залегания несжимаемого слоя.

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

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=0}^{i=n} \gamma_{IIi} \cdot h_i,$$

где h_i – толщина i -го слоя, м;

$\gamma_{иi}$ - удельный вес грунта i -го слоя, кН/м^3 .

Удельный вес следует определять с учетом взвешивающего действия воды (для несвязных грунтов).

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

Напряжения от собственного веса грунта будут увеличиваться с глубиной. По полученным ординатам строится эпюра природных напряжений, отражающая характер их изменения с глубиной, слева от вертикали, проходящей через середину подошвы фундамента (рис. 6.1).

Напряжения от внешних нагрузок в контактной плоскости следует определять по формуле внецентренного сжатия. Для упрощения расчета в курсовой работе допускается замена трапецидальной эпюры нагрузки, передающейся по подошве сооружения на основание, на прямоугольную.

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

$$\sigma_z = \alpha \cdot \sigma_{\text{доп}}$$

где α - коэффициент, учитывающий изменения по глубине нормального напряжения в грунте и принимаемый по табл. СНиП 2.02.01-83 /3/ в зависимости

от $m = \frac{2z}{b}$ и $n = \frac{l}{b} \geq 10$;

$\sigma_{\text{доп}}$ - дополнительное давление, равное $\sigma_{\text{доп}} = P - \sigma_{\text{гг}}$, где P - среднее давление под подошвой фундамента, равное $P = \frac{\sum N_{\text{п}}}{A}$;

$\sigma_{\text{гг}}$ - бытовое (природное) давление на уровне подошвы фундамента.

В курсовой работе модули деформации, определяемые по первичной и вторичной ветвям компрессионной кривой $E_{\text{р1}}$ и $E_{\text{с1}}$ можно принять равными, т.е. $E_{\text{р1}} = E_{\text{с1}} = E_i$. Тогда конечная осадка определяется по формуле

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_{zpi} \cdot h_i \frac{e_1 - e_2}{(\sigma_2 - \sigma_1)(1 + e_1)m_{oi}}, \quad (6.3)$$

где n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща;

σ_{zpi} - дополнительное вертикальное нормальное напряжение в середине i -го слоя на глубине z_i от нагрузок и пригрузок, кПа ;

h_i - мощность i -го слоя, м ;

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 - то же, соответствующий напряжению σ_2 ;

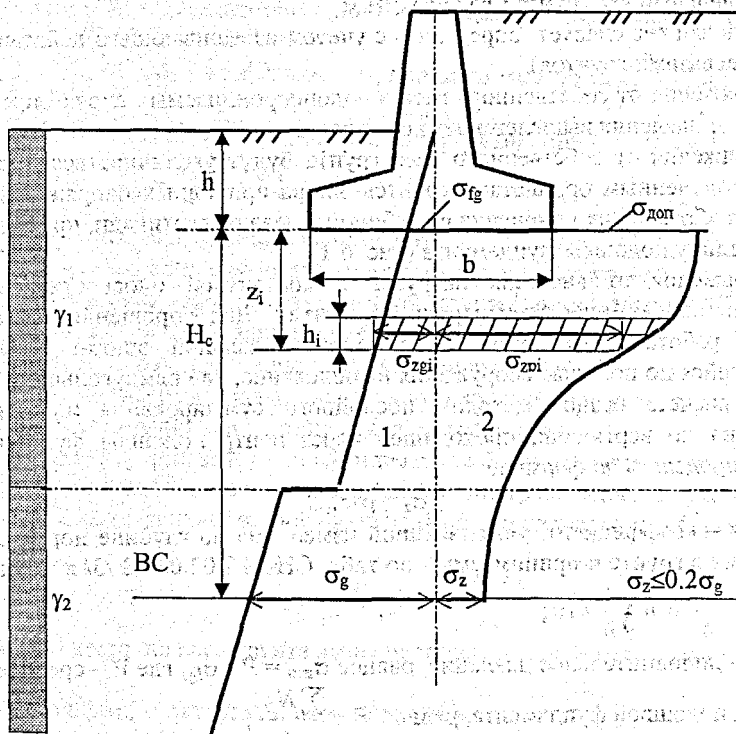


Рис. 6.1. Схема к определению осадки.

1 – эпюра природных напряжений; 2 – эпюра нормальных напряжений по вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента.

$$m_0 = m_c \cdot m_{pl};$$

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 пылеватоглинистых 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 пылеватоглинистых грунтов твердой и полутвердой консистенций допускается принимать по рис. 6.3 в зависимости от коэффициента пористости e и показателя текучести J_L . Для пылеватоглинистых грунтов пластичных консистенций и песчаных грунтов коэффициент m_{pl} принимается равным 1.

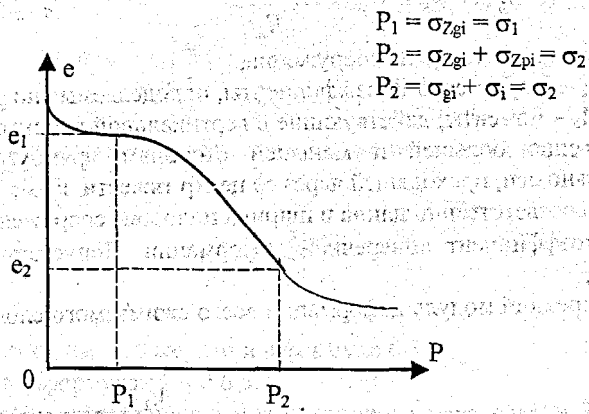


Рис. 6.2. Расчетная компрессионная кривая.

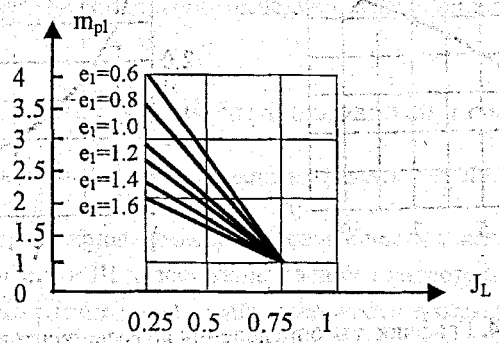


Рис. 6.3. График для определения коэффициента m_{pl} .

6.2. Расчет крена сооружений на нескальных основаниях

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

а) в направлении большей стороны подошвы сооружения по формуле

$$i_1 = tgw_1 = K_1 \frac{M_1}{l^3} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_m} \quad (6.4)$$

б) в направлении меньшей стороны подошвы сооружения по формуле

$$i_b = \operatorname{tg} w_b = K_2 \frac{M_b}{b^3} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_m} \quad (6.5)$$

где w_1, w_b – углы крена сооружения;

K_1, K_2 – безразмерные коэффициенты, определяемые по рис. 6.4;

M_1, M_b – моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно большей и меньшей сторонам прямоугольной подошвы относительно оси, проходящей через ее центр тяжести, кНм;

l, b – соответственно длина и ширина подошвы сооружения, м;

ν – коэффициент поперечной деформации. Допускается принимать по табл. 8.15;

E_m – средний модуль деформации всего сжимаемого слоя в пределах зоны сжатия H_c .

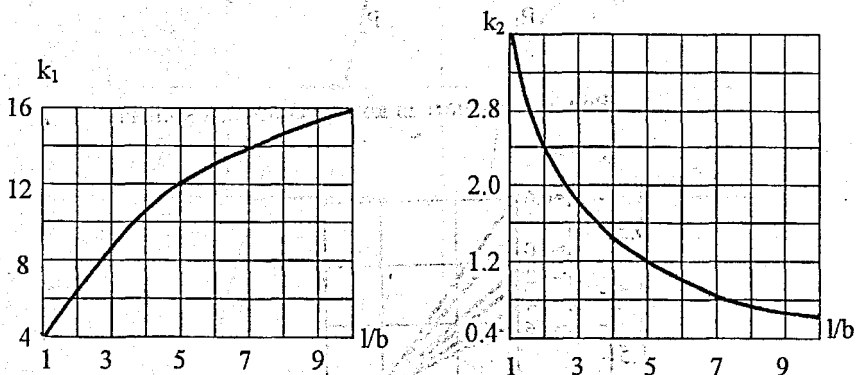


Рис. 6.4. Графики для определения коэффициентов k_1 и k_2 .

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

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \alpha_i h_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (6.6)$$

где E_i – модуль деформации i -го слоя грунта, кПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта, м;

α_i – коэффициент, определяемый по табл. 8.14 для глубины z_i , соответствующий середине i -го слоя грунта.

Модуль деформации i -го слоя грунта E_i следует определять по формулам

$$E_i = E'_i \beta_{oi} m_0 \quad (6.7)$$

$$E'_i = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{e_1 - e_2} (1 + e_1) \quad (6.8)$$

где E_i – модуль деформации, определенный по первичной ветви компрессионной кривой, кПа;

$$\beta_{oi} = 1 - \frac{2 \cdot v_i^2}{1 - v_i}$$

$$m_0 = m_c \cdot m_{pl}$$

m_c , m_{pl} , σ_1 , σ_2 , e_1 , e_2 , m_0 – то же, что и в формуле 6.3

v – то же, что и в формулах 6.4 и 6.5.

По величине крена можно определить отклонение верха стенки S

$$S = i \cdot H \quad (6.9)$$

где H – высота стенки, м.

В курсовой работе предельное значение отклонения верха стенки можно принять 1÷2 см.

7. Оценка совместной работы основания и сооружения.

В этом разделе необходимо проанализировать результаты выполненных расчетов.

При расчете основания по несущей способности рассчитываемое сооружение можно отнести к III классу капитальности гидротехнических сооружений. 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 так, чтобы условие прочности было обеспечено.

При оценке работы 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.

При выполнении курсовой работы предельную величину осадки можно допустить $S_0 = 8 \div 10$ см, а отклонение верха стенки 1-2 см.

Если расчетная осадка и крен превысили предельную величину, необходимо указать как можно уменьшить их расчетные величины для удовлетворения указанных требований.

8. Задания на курсовую работу и справочный материал.

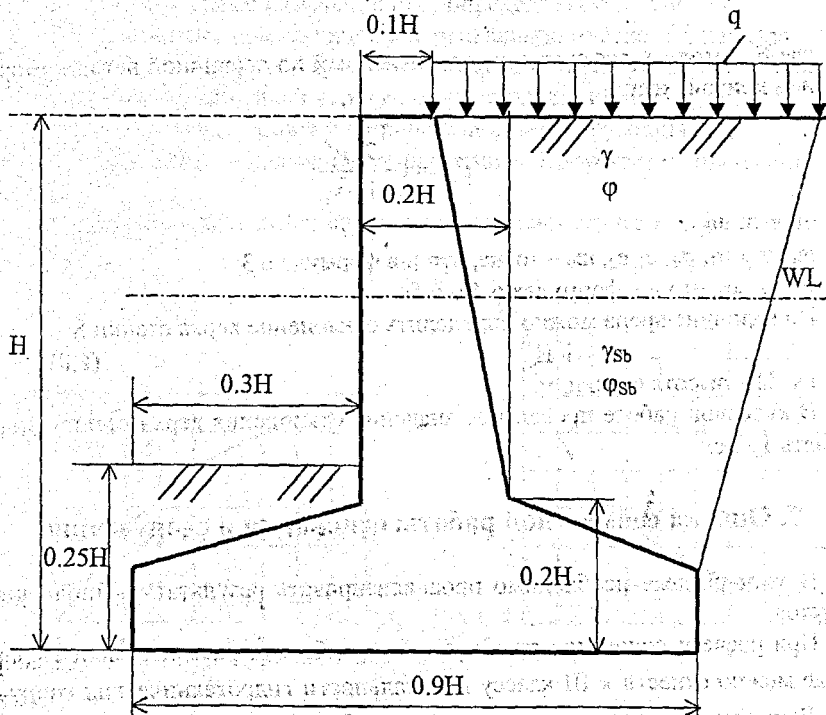


Рис. 8.1. Подпорная стенка углового типа.

Таблица 8.1.

Подпорная стенка углового типа.

№№ вари- анта	Высота соору- жения, м	Отметки		Характеристика грунтов засыпки				Нагрузка на засып- ке, q , кН/м^2
		Поверх- ности земли	Уровня воды	Удельный вес, γ_n , кН/м^3		Угол внутр. трения, φ_n , град.		
				Естественная влажность	С учетом взвешивания	В сухом со- стоянии	В водонасыщен- ном 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 8.2.

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	2.0-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	<0.1				W _L	W _P
				5	6	7	8	9				13	14
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	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	26.6	20.2	22.8	-	-
	Глинистый	2	20	-	-	-	16.0	84.0	27.7	18.4	38.0	62.0	32.0
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	-	-	-	40.0	60.0	27.1	20.5	15.4	19.4	13.6
	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

Продолжение таблицы 8.2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
9	Глинистый	1	10	-	-	-	30.0	70.0	27.5	21.2	21.0	46.0	26.0
	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	26.7	20.3	23.2	-	-
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	-	-
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	-	-	-	3.0	97.0	27.5	18.9	33.0	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	26.6	20.2	23.7	-	-
	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	23.7	44.3	26.6	3.5	1.9	26.7	21.5	14.6	-	-
	Глинистый	2	9	-	-	-	4.0	96.0	27.6	19.7	27.7	73.5	34.5

Таблица 8.3.

Результаты компрессионных испытаний.

№ варианта	Наименование грунта	№ пласта	Значения коэффициента пористости e_i при соответствующем давлении P_i					
			0	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 ^a	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

Таблица 8.4

Классификация песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Грунт	Размер частиц, мм	Масса частиц, % от массы воздушно-капельного грунта
1	2	3
Гравелистый	>2	>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 8.5

Подразделение пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности

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

Таблица 8.6

Подразделение песчаных грунтов по плотности сложения

Песок	Значение коэффициента пористости		
	плотные	средней плотности	рыхлые
1	2	3	4
Гравелистый крупный и средней крупности	$e < 0.55$	$0.55 \leq e \leq 0.7$	$e > 0.7$
Мелкий	$e < 0.6$	$0.6 \leq e \leq 0.75$	$e > 0.75$
Пылеватый	$e < 0.6$	$0.6 \leq e \leq 0.8$	$e > 0.8$

Таблица 8.7

Подразделение песчаных грунтов по степени влажности

Грунт	Степень влажности
1	2
Маловлажный	$0 < S_r \leq 0.5$
Влажный	$0.5 < S_r \leq 0.8$
Насыщенный водой	$0.8 < S_r \leq 1.0$

Таблица 8.8

Подразделение пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести

Грунт	Показатель текучести
1	2
Супесь:	
твёрдая	$J_L < 0$
пластичная	$0 \leq J_L \leq 1.0$
текучая	$J_L > 1.0$
Суглинок и глина:	
твёрдые	$J_L < 0$
полутвёрдые	$0 \leq J_L \leq 0.25$
тугопластичные	$0.25 < J_L \leq 0.5$
мягкопластичные	$0.5 < J_L \leq 0.75$
текучепластичные	$0.75 < J_L \leq 1.0$
текучие	$J_L > 1.0$

Таблица 8.9

Нормативные значения удельных сцеплений C , кПа и углов внутреннего трения ϕ , град., 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 8.10

Нормативные значения удельных сцеплений C , кПа и углов внутреннего трения ϕ , град., пылевато-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	$0 < J_L \leq 0.25$	C	21	17	15	13	-	-	-
		ϕ	30	29	27	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	-
	$0.25 < J_L \leq 0.5$	C	39	34	28	23	18	15	-
		ϕ	24	23	22	21	19	17	-
	$0.5 < J_L \leq 0.75$	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
	$0.25 < J_L \leq 0.5$	C	-	-	57	50	43	37	32
		ϕ	-	-	18	17	16	14	11
	$0.5 < J_L \leq 0.75$	C	-	-	45	41	38	33	29
		ϕ	-	-	15	14	12	10	7

Таблица 8.11.

Значения коэффициентов надежности.

Наименование нагрузок и воздействий	Коэффициент надежности
Собственный вес сооружения	1.1 (0.9)
Собственный вес обделок тоннелей	1.2 (0.9)
Вертикальное давление от веса грунта	1.1 (0.9)
Боковое давление грунта	1.2 (0.8)
Давление наносов	1.2
Гидростатическое и водное давление, а также давление фильтрационных вод по подземному контуру сооружения, в швах и расчетных сечениях бетонных и ж/б конструкций	1.0
Гидростатическое давление подземных вод на обделку тоннелей	1.1 (0.9)
Вертикальные и горизонтальные нагрузки от подъемных, погрузочных и транспортных механизмов, а также нагрузки от веса людей, складированных грузов и стационарного технологического оборудования	По главе СНиП нагрузки и воздействия
Снеговые нагрузки	По главе СНиП нагрузки и воздействия
Ветровые нагрузки	По главе СНиП нагрузки и воздействия
Нагрузки от судов	1.2
Ледовые нагрузки	1.1
Температурные и влажностные воздействия	1.1
Сейсмические воздействия	

Примечание: Указанные в скобках коэффициенты надежности относятся к случаям, когда применение минимального значения коэффициента приводит к невыгодному случаю загрузки сооружения (например, в расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига для нагрузки от собственного веса сооружения следует принимать коэффициент надежности = 0.95).

Таблица 8.12.

Значения коэффициентов несущей способности и коэффициента К.

Φ_1	коэффициенты	При δ (в долях от Φ_1)					
		0	0.1· Φ_1	0.3· Φ_1	0.5· Φ_1	0.7· Φ_1	0.9· Φ_1
1	2	3	4	5	6	7	8
8°	N_γ	0.4089	0.3984	0.3598	0.3037	0.2340	0.1485
	N_c	14.643	14.399	13.855	13.218	12.440	11.356
	N_q	2.0580	2.0237	1.9473	1.8577	1.7484	1.5960
	K	1.4346	1.3500	1.1685	0.9649	0.7253	0.4001

Продолжение таблицы 8.12

10°	N_γ	0.5968	0.5742	0.5070	0.4184	0.3145	0.1929
	N_c	14.016	13.715	13.052	12.288	11.374	10.133
	N_q	2.4714	2.4184	2.3014	2.1667	2.0056	1.7866
	K	1.5721	1.4760	1.2709	1.0428	0.7775	0.4238
12°	N_γ	0.8407	0.8001	0.6914	0.5578	0.4084	0.2417
	N_c	13.989	13.617	12.807	11.891	10.818	9.3988
	N_q	2.9735	2.8945	2.7223	2.5276	2.2995	1.9978
	K	1.7244	1.6151	1.3830	1.1273	0.8333	0.4486
14°	N_γ	1.1584	1.0903	0.9227	0.7274	0.5182	0.2951
	N_c	14.381	13.921	12.930	11.831	10.571	8.9502
	N_q	3.5857	3.4708	3.2240	2.9500	2.6357	2.2316
	K	1.8936	1.7691	1.5061	1.2190	0.8933	0.4747
16°	N_γ	1.5732	1.4660	1.2136	0.9340	0.6465	0.3537
	N_c	15.118	14.547	13.335	12.016	10.536	8.6856
	N_q	4.3351	4.1713	3.8236	3.4458	3.0210	2.4905
	K	2.0821	1.9400	1.6415	1.3189	0.9577	0.5023
18°	N_γ	2.1179	1.9527	1.5809	1.1867	0.7971	0.4181
	N_c	16.182	15.471	13.985	12.398	10.660	8.5492
	N_q	5.2577	5.0269	4.5440	4.0285	3.4635	2.7778
	K	2.2930	2.1304	1.7910	1.4281	1.0270	0.5314
20°	N_γ	2.8368	2.5872	2.0465	1.4965	0.9740	0.4889
	N_c	17.583	16.697	14.870	12.959	10.915	8.5081
	N_q	6.3996	6.0772	5.4122	4.7169	3.9728	3.0967
	K	2.5297	2.3432	1.9566	1.5475	1.1019	0.5621
22°	N_γ	3.7915	3.4188	2.6395	1.8779	1.1826	0.5669
	N_c	19.358	18.250	15.998	13.693	11.287	8.5420
	N_q	7.8211	7.3733	6.4634	5.5323	4.5602	3.4512
	K	2.7966	2.5821	2.1405	1.6787	1.1829	0.5947
24°	N_γ	5.0700	4.5173	3.3998	2.3499	1.4293	0.6530
	N_c	21.570	20.178	17.392	14.605	11.769	8.6381
	N_q	9.6036	8.9836	7.7435	6.5026	5.2401	3.8459
	K	3.0989	2.8514	2.3457	1.8232	1.2707	0.6292
26°	N_γ	6.7963	5.9796	4.3805	2.9368	1.7224	0.7483
	N_c	24.305	22.548	19.090	15.709	12.362	8.7881
	N_q	11.855	10.998	9.3107	7.6621	6.0295	4.2863
	K	3.4430	3.1564	2.5756	1.9829	1.3663	0.6660
28°	N_γ	9.1494	7.9429	5.6548	3.6709	2.0720	0.8541
	N_c	27.684	25.465	21.141	17.029	13.069	8.9870
	N_q	14.720	13.535	11.241	9.0545	6.9490	4.7785
	K	3.8366	3.5035	2.8341	2.1600	1.4705	0.7051

30°	N_γ	12.394	10.608	7.3255	4.5958	2.4911	0.9719
	N_c	31.872	29.027	23.619	18.596	13.900	9.2321
	N_q	18.402	16.759	13.637	10.738	8.0253	5.3302
	K	4.2897	3.9008	3.1263	2.3575	1.5846	0.7469
32°	N_γ	16.922	14.264	9.5362	5.7696	2.9966	1.1034
	N_c	37.092	33.435	26.616	20.454	14.868	9.5222
	N_q	23.178	20.893	16.632	12.781	9.2906	5.5502
	K	4.8143	4.3581	3.4583	2.5784	1.7099	0.7917
36°	N_γ	32.530	26.507	16.492	9.2122	4.3588	1.4170
	N_c	51.963	45.776	34.706	25.281	17.290	10.240
	N_q	37.754	33.258	25.215	18.367	12.562	7.4400
	K	6.1443	5.5062	4.2738	3.1074	2.0011	0.8915
40°	N_γ	66.014	51.714	29.605	15.093	6.4272	1.8186
	N_c	76.506	65.611	47.007	32.200	20.552	11.159
	N_q	64.196	55.054	39.444	27.019	17.245	9.3633
	K	8.0121	7.0952	5.3673	3.7916	2.3617	1.0080
45°	N_γ	177.62	131.12	66.272	29.516	10.783	2.5025
	N_c	134.88	111.08	73.119	45.728	26.385	12.652
	N_q	134.88	111.08	73.119	45.729	26.385	12.652
	K	11.614	10.101	7.3504	4.9747	2.9514	1.1848

Таблица 8.13.

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c .

Φ_{II}	M_γ	M_q	M_c	Φ_{II}	M_γ	M_q	M_c
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
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	2.88	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	5.66	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 8.14.

Коэффициент α .

m=2z/b	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	Прямоугольных с соотношением сторон $n=l/b$, равным						Ленточных $n \geq 10$
		1.0	1.4	1.8	2.4	3.2	5	
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
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 8.15.

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 института. Пояснительная записка расчетно-графической работы, курсового и дипломного проектов. СТ БИСИ-01-85. Брест, 1985.
2. Стандарт Республики Беларусь. Грунты. Классификация. СТБ 943-93. Минск. Министерства архитектуры и будаўніцтва Рэспублікі Беларусь, 1993.
3. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83, М., Стройиздат, 1985.
4. Строительные нормы и правила. Основания гидротехнических сооружений. СНиП 2.02.02-85, М., Стройиздат, 1986.
5. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). Уч. для вузов. 4-е изд., М: Высшая школа, 1983.
6. Силкин А.М., Фролов Н.Н. Основания и фундаменты, М: Колос, 1982.

Учебное издание

Составители: Петр Андреевич Андрейков
Петр Степанович Пойта
Анатолий Михайлович Климук

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

и задания к выполнению курсовой работы по курсу
«Механика грунтов, основания и фундаменты»
для студентов специальности С.04.02.00
«Мелиорация и водное хозяйство».

Ответственный за выпуск Андрейков П. А.
Редактор Строкач Т. В.

Подписано к печати 24.11.1998 г. Формат 60×84/16. Усл. печ. л. 2,6. Уч. изд. л. 2,75. Зак. № 63. Тираж 100 экз. Отпечатано на ризографе Брестского политехнического института. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267