ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел Б

Глава 3

ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-Б.3-62

Заменен СНиП II-16-76, постановление от 24.08.76 с 1/VII-1977 г. см. БСТ № 11, 1976 г., с. 31-32.

Москва — 1962

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел Б

Глава 3

ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-Б.3-62

Утверждены
Государственным комитетом Совета Министров СССР
по делам строительства
11 ноября 1961 г.

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ
Москва — 1962

Настоящая глава СНиП II-Б.3-62 «Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования» составлена в развитие главы СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования».

Глава СНиП II-Б.3-62 разработана ВНИИГом им. Б. Е. Веденеева при участии Гидропроекта им. С. Я. Жука и Гидроэнергопроекта Министерства строительства электростанций.

Редактор—канд. техн. наук *Е. И. ДЫШКО*

* * *

Госстройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства *В. В. Петрова*
Технический редактор *Г. Д. Наумова*
Корректор *М. В. Иванова*

Сдано в набор 2/XII 1961 г. Подписано к печати 3/II 1962 г.
Бумага $84\times108^{1}/_{16}=0{,}75$ бум. л. 2,46 печ. л. (2,26 уч.-изд. л.).
Тираж 40.000 экз. Изд. № XII—6672 Зак. № 579 Цена 11 коп.

Типография № 4 Госстройиздата, г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства	Строительные нормы и правила	СНиП II-Б.3-62
	Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования	—

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящие нормы проектирования распространяются на естественные нескальные основания гидротехнических сооружений всех классов капитальности.

Примечания. 1. Проектирование оснований сооружений, предназначенных для строительства в сейсмических районах, в зонах распространения вечномерзлых или просадочных грунтов, а также на площадках, подверженных оползням и карстам, должно производиться с учетом дополнительных требований, предъявляемых к строительству в указанных условиях.

2. При наличии динамических нагрузок расчеты оснований должны производиться с учетом воздействия этих нагрузок на сооружения и их основания.

1.2. При проектировании оснований гидротехнических сооружений, кроме требований настоящей главы, надлежит выполнять требования главы СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования».

1.3. Расчеты оснований в соответствии с положениями главы СНиП II-А.10-62 должны производиться по двум предельным состояниям:

а) по первому предельному состоянию — с целью обеспечения несущей способности основания—по расчетным нагрузкам на основание;

б) по второму предельному состоянию — с целью ограничения деформаций основания (осадок в условиях нормальной эксплуатации сооружения) — по нормативным нагрузкам на основание.

Примечание. До установления значений коэффициентов перегрузки, однородности и условий работы для предельных состояний оснований гидротехнических сооружений расчеты этих оснований допускается производить с применением общего коэффициента устойчивости и с принятием расчетных нагрузок равными нормативным.

1.4. Расчетная схема геологического строения основания (основание однородное, горизонтально-слоистое, смешанное и пр.) устанавливается по данным инженерно-геологических исследований с учетом типа, конструкции и размеров сооружения.

1.5. Нагрузки и воздействия, действующие на сооружения и их основания, и их сочетания принимаются по соответствующим главам СНиПа и нормативным документам по проектированию различных видов гидротехнических сооружений.

2. РАСЧЕТЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ И УСТОЙЧИВОСТИ ВОЗВОДИМЫХ НА НИХ ЖЕСТКИХ СООРУЖЕНИЙ (ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ)

2.1. При расчетах несущей способности оснований и устойчивости возводимых на них жестких гидротехнических сооружений надлежит учитывать: геологическое строение и свойства грунтов основания; очертание поверхности грунта, примыкающего к сооружению, и наличие пригрузок на этой поверхности; ширину фундамента, его заглубление и подземный

Внесены Академией строительства и архитектуры СССР и Министерством строительства электростанций	Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 11 ноября 1961 г.	Срок введения 1 января 1962 г.

контур сооружения; величины, направление и распределение нагрузок, передаваемых фундаментом на грунт основания, и их возможные изменения в периоды строительства и эксплуатации, эксцентрицитет нагрузок, а также фильтрационные силы и их распределение в толще основания; степень стабилизации связных грунтов основания; величину N_σ, характеризующую вид деформации основания и расчетные случаи сдвига сооружения, определяемую отношением

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{макс}}{B\gamma}. \qquad (1)$$

Примечания. 1. Жесткими считаются сооружения (из бетона, железобетона, каменной кладки, ряжей, и т. п.), испытывающие деформации (осадки, сдвиги) как целая конструкция. Поверхность подошвы таких сооружений практически не претерпевает изгиба.

В случае полосовой нагрузки сооружение считается жестким при соблюдении условия

$$t \approx 10\,\frac{E}{E_y}\cdot\frac{(B/2)^3}{h^3} < 1, \qquad (2)$$

где t — критерий гибкости;
E_y — модуль упругости материала фундамента;
h — толщина фундаментной плиты.

2. Фильтрационная устойчивость грунтов основания должна проверяться специальными расчетами.

2.2. Предельное состояние устойчивости сооружения характеризуется условиями равновесия действующих сил и их моментов и предельного сопротивления основания.

Для обеспечения устойчивости сооружения действующие силы и моменты должны быть меньше предельного сопротивления основания.

Коэффициент запаса устойчивости сооружения на данном основании определяется отношением значений проекций горизонтальных и вертикальных сил или их моментов относительно соответствующих центров, при которых данное сооружение приводится в состояние предельного равновесия, к значению соответственно проекций горизонтальных или вертикальных действующих сил или их моментов.

2.3. Предельным равновесием сооружения и основания следует считать такое состояние, при котором на всем протяжении рассматриваемой поверхности скольжения имеет место равенство

$$\tau_{пр.р} = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c. \qquad (3)$$

2.4. Значения коэффициентов запаса устойчивости $k_з$ следует принимать в зависимости от класса капитальности сооружений по табл. 1.

Таблица 1

Расчетные сочетания нагрузок и воздействий	Допускаемый коэффициент запаса устойчивости при классе капитальности сооружения			
	I	II	III	IV
Основные . .	1,3	1,2	1,15	1,1
Особые . . .	1,1	1,1	1,05	1,05

Примечания. 1. Классы капитальности гидротехнических сооружений устанавливаются в соответствии с главами СНиПа по основным положениям проектирования гидротехнических сооружений

2. При расчетах на основные сочетания нагрузок и воздействий, действующих в период строительства или ремонта сооружений, разрешается обеспечивать коэффициенты запаса устойчивости, сниженные на 10% против установленных по табл. 1, однако эти коэффициенты должны быть не ниже их значений для особых сочетаний.

2.5. Расчеты несущей способности оснований и устойчивости сооружений в зависимости от конструкции сооружения производятся либо для одной секции сооружения, отделенной от других секций швами, либо для 1 *пог. м* сооружения, либо (при малой длине сооружения) для всего сооружения.

2.6. Нормальное напряжение грунта основания в любой точке подошвы сооружения следует определять по формулам неравномерного сжатия:

для условий пространственной задачи по формуле

$$\sigma_{\substack{макс\\мин}} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}; \qquad (4)$$

для условий плоской задачи по формуле

$$\sigma_{\substack{макс\\мин}} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_y}{W_y}, \qquad (5)$$

где P — сумма проекций на нормаль к подошве фундамента всех внешних сил, действующих на сооружение;

M_x, M_y — моменты всех внешних сил относительно соответствующих осей, проходящих через центр тяжести подошвы фундамента;

W_x, W_y — моменты сопротивления площади подошвы фундамента относительно вышеуказанных осей.

При расчете устойчивости секции сооружения значения P и M следует относить к подошве этой секции.

2.7. Вопрос о допустимой величине эксцентрицитета e в приложении нагрузки следует

решать по совокупности требований, предъявляемых к сооружению по условиям его прочности и допустимой неравномерности осадок.

Для особых сочетаний нагрузок и воздействий значение эксцентрицитета e не должно превышать величины, равной $^1/_6B$. Для безнапорных сооружений допускается увеличение значения эксцентрицитета e до величины, равной $^1/_5B$.

2.8. При эксцентрицитете в сторону нижнего бьефа учет влияния эксцентрицитета на несущую способность основания и устойчивость сооружения допускается производить путем условного уменьшения действительного значения ширины подошвы сооружения B до расчетного значения B^*, половина которого $(\frac{B^*}{2})$ равна расстоянию от точки пересечения с подошвой фундамента сооружения равнодействующей сил, приложенных к сооружению, до ближайшего ребра фундамента (рис. 1).

При эксцентрицитете в сторону верхнего бьефа за расчетную ширину подошвы сооружения принимается действительная ширина подошвы.

Примечание. В случаях расчетов устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига влияние эксцентрицитета не учитывается.

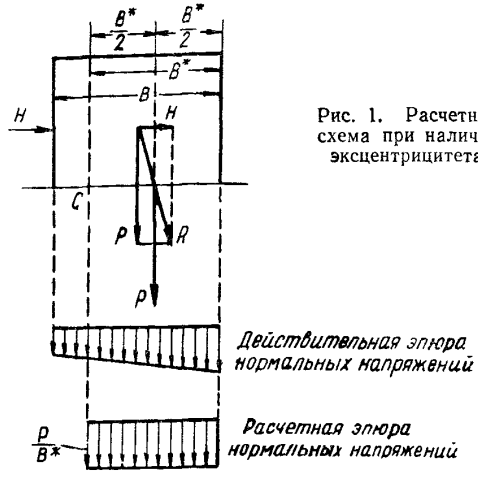

Рис. 1. Расчетная схема при наличии эксцентрицитета

3. РАСЧЕТЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОДНОРОДНЫХ ОСНОВАНИЙ И УСТОЙЧИВОСТИ ВОЗВОДИМЫХ НА НИХ ЖЕСТКИХ СООРУЖЕНИЙ

Виды деформаций основания и расчетные случаи сдвига сооружения

3.1. При расчетах несущей способности однородных оснований и устойчивости возводимых на них жестких гидротехнических сооружений различаются следующие три вида деформации основания и соответствующие им три расчетных случая сдвига сооружения:

1) первый вид — деформация основания, соответствующая так называемому плоскому сдвигу сооружения, при котором сдвиг происходит непосредственно по поверхности его опирания, при отсутствии практически существенной области пластических деформаций грунта под всей или частью площади подошвы сооружения;

2) второй вид — деформация основания, соответствующая так называемому смешанному сдвигу сооружения, при котором сдвиг происходит по части подошвы фундамента непосредственно по поверхности его опирания, а по остальной части подошвы фундамента — с выпором грунта основания;

3) третий вид — деформация основания, соответствующая так называемому глубинному сдвигу сооружения, при котором происходит выпор грунта основания под всей подошвой фундамента.

В случаях расчета устойчивости сооружений, основанием которых являются гребни однородных естественных и искусственных откосов (например, фронтальные стенки напорных бассейнов, подпорные стенки на косогорах и пр.), необходимо, кроме того, производить расчет деформации общего обрушения откоса вместе со стоящим на его гребне сооружением. Расчет деформации общего обрушения откоса следует производить по указаниям нормативных документов по расчету устойчивости земляных откосов гидротехнических сооружений.

Расчеты по схеме плоского сдвига

3.2. Расчет устойчивости сооружения следует производить только по схеме плоского сдвига при однородных основаниях из песчаных и крупнообломочных грунтов и при однородных основаниях из глинистых грунтов, для которых:

коэффициент консолидации

$$\delta = \frac{k_ф}{a(1+\varepsilon_1)\gamma_в} \geqslant 1 \cdot 10^7 \ см^2/год \qquad (6)$$

(a — коэффициент уплотнения, определяемый по формуле

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\sigma_2 - \sigma_1}); \qquad (7)$$

коэффициент сдвига

$$\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma} \geqslant 0{,}45, \qquad (8)$$

при удовлетворении условия

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{макс}}{B\gamma} \leqslant \frac{\sigma_{пр}}{B\gamma} = Б, \qquad (9)$$

где $Б$ — безразмерная величина, зависящая от угла внутреннего трения грунта φ и в случае глинистых грунтов также от удельной силы сцепления грунта c, определяется на основе экспериментальных данных. При отсутствии экспериментальных данных величина $Б$ может быть принята равной трем;

$\sigma_{пр}$ — предельное значение среднего нормального напряжения грунта в подошве сооружения, при котором еще имеет место плоский сдвиг.

Примечания. 1. Указания п. 3.2 относятся к случаям плоской подошвы сооружения, наклона подошвы в сторону верхнего бьефа, наличия зубьев и т. д. При этом поверхность земли за сооружением может быть как горизонтальной, так и слабо наклонной (до 1 : 7) в сторону нижнего бьефа.

2. В тех случаях, когда особенностями подземного контура конструкции обусловливается глубинная форма деформации сдвига, коэффициент запаса устойчивости определяется по формуле (11) или (11′), принимая в них соответственно $B_1 = B$ или $B_1^* = B^*$; соответственно $B_2 = 0$ и $B_2^* = 0$.

3. Ширина фундамента B в формуле (9) принимается без учета понура; при наличии в основании фильтрационного потока и в случае, когда основание находится ниже уровня грунтовых вод, величина объемного веса грунта γ принимается равной объемному весу взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$.

3.3. При расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига за расчетную плоскость скольжения следует принимать:

1) при плоской подошве подпорного сооружения — плоскость опирания сооружения на основание при обязательной проверке устойчивости для случая горизонтальной плоскости скольжения, проходящей через линию пересечения верховой грани сооружения с основанием;

2) при наличии в подошве подпорного сооружения верхового и низового зубьев, имеющих одинаковую глубину заложения, и в случаях, когда глубина заложения верхового зуба больше, чем низового, — плоскость, которая проходит через подошву зубьев, при обязательной проверке устойчивости для случая горизонтальной плоскости скольжения, проходящей через основание верхового зуба;

3) в случаях, когда глубина заложения низового зуба больше, чем верхового зуба, — горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба. При этом все силы, входящие в формулы (10) и (10′) по определению коэффициента запаса устойчивости, необходимо относить к указанной плоскости, за исключением величины отпора грунта со стороны нижнего бьефа ($E_{п.н}$), которую надлежит определять на глубине заложения низового зуба.

3.4. При наличии в подземном контуре сооружений гибких шпунтовых стенок оказываемое ими сопротивление сдвигу сооружения рекомендуется не учитывать.

3.5. Проверка устойчивости сооружений при расчете по схеме плоского сдвига производится путем определения коэффициента запаса устойчивости, который следует вычислять:

1) при горизонтальной плоскости скольжения по формуле

$$k_э = \frac{(P-U)\operatorname{tg}\varphi + E_{п.н} + B_г c}{(T_в + E_{а.в}) - (T_н + E_{а.н})}; \qquad (10)$$

2) при наклоне плоскости скольжения в сторону верхнего бьефа по формуле

$$k_э = \frac{[P\cos\beta + (T_в + E_{а.в} - T_н - E_{п.н})\sin\beta - U]\operatorname{tg}\varphi + E_{п.н}\cos\beta + \frac{B_г}{\cos\beta}c}{\cos\beta\,[(T_в + E_{а.в}) - (T_н + E_{а.н} + P\operatorname{tg}\beta)]}. \qquad (10')$$

В формулах (10) и (10′):

$B_г$ — проекция ширины подошвы фундамента сооружения на горизонтальную плоскость;

P — сумма вертикальных составляющих нагрузок в расчетной плоскости;

U — суммарное противодавление воды в расчетной плоскости, направленное снизу вверх перпендикулярно расчетной плоскости;

$E_{п.н}$ — отпор грунта со стороны нижнего бьефа; определяется по формулам давления земли на подпорные стенки, при этом коэффициент бокового давления ξ следует принимать равным единице;

$E_{а.в}$, $E_{а.н}$ — активное давление грунта соответственно со стороны верхнего и нижнего бьефов; определяется по формулам давления земли на подпорные стенки;

$T_в$, $T_н$ — горизонтальные составляющие всех сил, действующих соответственно со стороны верхнего и нижнего бьефов, за исключением давления грунта;

β — угол наклона плоскости скольжения к горизонту.

Примечание. При сдвиге по плоскости бетон — глина следует принимать такие значения характеристик грунта φ и c, которые определены при сдвиге бетонного блока по глине.

Расчеты по схеме смешанного сдвига

3.6. Во всех случаях, не удовлетворяющих условиям п. 3.2 настоящей главы, при действии на сооружение горизонтальных и вертикальных нагрузок расчеты несущей способности основания и устойчивости сооружения на сдвиг следует производить по схеме смешанного сдвига. При этом сопротивляемость основания сдвигу принимается равной сумме сопротивляемости сдвигу на участке основания, где имеет место плоский сдвиг, и сопротивляемости на участке сдвига с выпором.

Уточнение расчетной схемы при смешанном сдвиге при проектировании сооружений I и II классов рекомендуется производить путем использования имеющихся данных экспериментальных исследований для аналогичных условий и путем проведения специальных исследований.

3.7. При расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига за расчетную плоскость подошвы фундамента сооружения следует принимать:

а) при плоской подошве фундамента сооружения — горизонтальную плоскость, проходящую через линию пересечения подошвы фундамента сооружения с верховой гранью сооружения;

б) при наличии зубьев — горизонтальную плоскость, проходящую через отметку подошвы верхового зуба.

3.8. При проверке устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига коэффициент запаса устойчивости следует определять по формулам:

а) в случае отсутствия эксцентрицитета в приложении нагрузки или при эксцентрицитете в сторону верхнего бьефа по формуле

$$k_з = \frac{(\sigma \operatorname{tg} \varphi + c) B_2 + \tau_{пр.р} B_1}{(T_в + E_{а.в}) - (T_н + E_{а.н})}; \qquad (11)$$

б) при эксцентрицитете в сторону нижнего бьефа по формуле

$$k_з = \frac{(\sigma \operatorname{tg} \varphi + c) B_2^* + \tau_{пр.р} B_1^*}{(T_в + E_{а.в}) - (T_н + E_{а.н})}. \qquad (11')$$

В формулах (11) и (11′):

B_1, B_1^* — расчетные значения ширины участка подошвы фундамента, на котором имеет место сдвиг с выпором грунта основания (рис. 2):

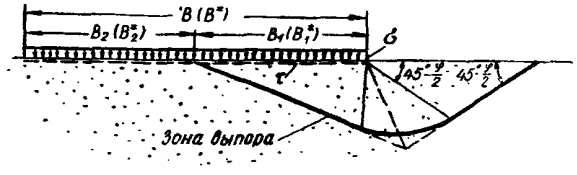

Рис. 2. Схема расчета несущей способности основания и устойчивости сооружения в случае смешанного сдвига

B_2, B_2^* — расчетные значения ширины участка подошвы фундамента, на котором имеет место плоский сдвиг;

$\tau_{пр.р}$ — предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором грунта основания;

σ — в формуле (11′) — расчетное среднее нормальное напряжение грунта, равное $\sigma = \frac{P-U}{B^*}$.

Остальные обозначения соответствуют принятым в п. 3.5 настоящей главы.

Значение B_1 можно определять по графикам зависимости $\frac{B_1}{B} = f(\sigma)$ (рис. 3) в соответствии с действительной величиной среднего нормального напряжения грунта σ.

Значение B_1^* можно определять из соотношения $B_1^* = B_1 \frac{B^*}{B}$, где B^* определяется согласно п. 2.8. настоящей главы, а B_1 определяется в соответствии с величиной $\sigma_{макс}$ (по рис. 3).

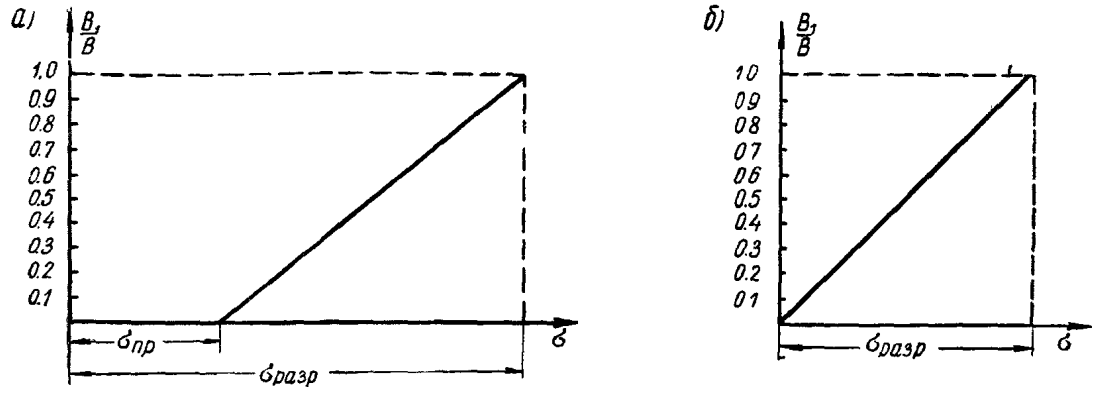

Рис. 3. Графики для определения ширины участка подошвы фундамента B_1, на котором имеет место сдвиг с выпором грунта основания

а — для грунтов, у которых коэффициент сдвига $tg\psi \geqslant 0{,}45$; б — для грунтов, у которых коэффициент сдвига $tg\psi < 0{,}45$; $\sigma_{пр} = 3B\gamma$; $\sigma_{разр}$ — среднее нормальное напряжение грунта в подошве фундамента, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки (величина $\sigma_{разр}$ определяется методами теории предельного равновесия)

Примечание. Очертание графиков а) и б) рис. 3 уточняется при наличии экспериментальных данных.

Сопротивляемость на участке сдвига с выпором $\tau_{пр.р}$ рекомендуется определять по существующим методам расчета (аналитическим или графоаналитическим), основанным на предпосылках теории предельного равновесия или круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Пример определения $\tau_{пр.р}$ по одному из графоаналитических методов расчета (методу ВНИИГа) приведен в приложении I.

3.9. При однородных основаниях из глинистых грунтов, коэффициент консолидации которых δ меньше $1 \cdot 10^7$ *см²/год*, следует учитывать нестабилизированное состояние основания с применением имеющихся методов расчета.

Расчеты по схеме глубинного сдвига

3.10. Во всех случаях, когда однородные основания несут только вертикальную нагрузку, расчет несущей способности оснований и устойчивости сооружений следует производить по схеме глубинного сдвига. Расчеты рекомендуется производить, пользуясь аналитическими и графоаналитическими методами теории предельного равновесия.

Определение предельной (разрушающей) вертикальной нагрузки на основание $\sigma_{разр}$ может также производиться по графоаналитическому методу ВНИИГа (см. приложение I).

4. РАСЧЕТЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НЕОДНОРОДНЫХ ОСНОВАНИЙ И УСТОЙЧИВОСТИ ВОЗВОДИМЫХ НА НИХ ЖЕСТКИХ СООРУЖЕНИЙ

4.1. При неоднородных основаниях возможны аналогичные приведенным в п. 3.1. настоящей главы три вида деформации и соответствующие им три случая сдвига жесткого сооружения, но за расчетные следует принимать два случая сдвига—плоский и глубинный.

4.2. Расчет устойчивости сооружения на сдвиг следует производить только по схеме плоского сдвига при любых видах геологического строения неоднородного основания, когда последнее состоит из песчаных, крупнообломочных и глинистых грунтов, для которых коэффициент консолидации $\delta \geqslant 1 \cdot 10^7$ *см²/год* и коэффициент сдвига $tg\psi \geqslant 0{,}45$, при поверхности земли за сооружением горизонтальной или имеющей слабый наклон в сторону нижнего бьефа (до 1 : 7) и при удовлетворении условий, выраженных в формуле (9).

Коэффициент запаса устойчивости сооружений следует определять по формулам (10) и (10′).

Примечания. Расчетную плоскость скольжения надлежит принимать согласно указаниям п. 3.3 настоящей главы.

2. Указания п. 4.2 не распространяются на те случаи, когда глубинная форма деформации сдвига определяется особенностями подземного контура конструкции. В этом случае расчет рекомендуется производить по методу круглоцилиндрических или ломаных поверхностей скольжения.

4.3. Во всех случаях, не предусмотренных п. 4.2, расчет устойчивости сооружений необходимо производить по двум схемам: по схеме плоского и по схеме глубинного сдвигов. За расчетную следует принять ту схему, при которой получается меньший коэффициент запаса.

При расчетах по схеме глубинного сдвига следует учитывать возможность прохождения поверхности скольжения как в пределах слоев, так и по контактам между ними.

Расчеты по схеме глубинного сдвига рекомендуется производить по методу круглоцилиндрических или ломаных поверхностей скольжения.

В случаях расчета несущей способности оснований и устойчивости сооружений, расположенных на гребне неоднородных естественных и искусственных земляных откосов, необходимо, кроме того, производить расчет деформации общего обрушения откоса вместе со стоящим на его гребне сооружением. Расчет на деформацию общего обрушения откоса производится по указаниям нормативных документов по расчету устойчивости земляных откосов гидротехнических сооружений.

4.4. При наличии только вертикальных нагрузок расчеты несущей способности оснований и устойчивости сооружений во всех случаях для любого геологического строения неоднородных оснований производятся по схеме глубинного сдвига по методам круглоцилиндрических или ломаных поверхностей скольжения.

4.5. При расчетах устойчивости сооружений, расположенных на вертикально- или наклоннослоистых основаниях, по схеме плоского сдвига следует численные значения параметров $\operatorname{tg}\varphi$ и c определять как средневзвешенные значения характеристик всех напластований грунтов, пересекающихся плоскостью скольжения, по формулам:

$$\operatorname{tg}\varphi_{ср} = \frac{b_1 \operatorname{tg}\varphi_1 + b_2 \operatorname{tg}\varphi_2 + \ldots + b_n \operatorname{tg}\varphi_n}{B_г/\cos\beta}; \quad (12)$$

$$c_{ср} = \frac{b_1 c_1 + b_2 c_2 + \ldots + b_n c_n}{B_г/\cos\beta}, \quad (13)$$

где $\varphi_1, \varphi_2, \ldots \varphi_n$ — углы внутреннего трения грунтов каждого напластования;

$c_1, c_2, \ldots, c_n$ — удельные силы сцепления грунтов каждого напластования;

$B_г, \beta$ — соответствуют обозначениям, принятым в п. 3.5 настоящей главы;

$b_1, b_2, \ldots, b_n$ — толщины каждого напластования по направлению плоскости скольжения.

4.6. При наличии среди напластований грунтов основания слоев глинистых грунтов, коэффициент консолидации δ которых меньше $1 \cdot 10^7$ *см²/год*, следует учитывать нестабилизированное состояние основания.

5. РАСЧЕТЫ ОСАДОК ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Общие указания

5.1. Расчет осадок производится:

1) для определения величин осадок, необходимого для выяснения эксплуатационных условий работы сооружения, а также для выбора рациональной конструкции сооружения;

2) для установления величины ожидаемого перекоса сооружения или неравномерности осадок различных частей сооружения;

3) для определения величины строительного подъема сооружения;

4) для определения обобщенного модуля деформации при расчете прочности сооружений на упругом основании.

Примечание. Осадками жестких сооружений считаются вертикальные перемещения подошвы сооружения, не сопровождающиеся нарушением устойчивости сооружения.

5.2. Необходимость расчета осадок сооружений устанавливается в зависимости от общей оценки условий работы сооружения, вида грунта основания и величины нагрузок на основание сооружения.

5.3. Для сооружений, длина которых превосходит их ширину более чем в три раза, расчет осадок ведется для условий плоской задачи.

Для сооружений, длина которых превосходит ширину в три или менее раза, расчет осадок ведется для условий пространственной задачи.

Примечание. При определении условий плоской деформации основания, кроме геометрических соотноше-

чий, следует учитывать геологическое строение основания и конкретные условия загружения сооружения.

5.4. При расчете осадок сооружения следует различать:

1) конечную осадку (стабилизированную), соответствующую полному уплотнению грунта основания;

2) осадку, изменяющуюся во времени и соответствующую незавершенному процессу уплотнения грунта основания (нестабилизированную).

Изменение осадки во времени определяется для малопроницаемых глинистых грунтов, коэффициент консолидации δ которых меньше $1 \cdot 10^7$ *см*^{2}/*год*.

5.5. Расчет осадок сооружений производится по следующим этапам:

1) определение внешних нагрузок на основание сооружения;

2) определение толщины сжимаемого слоя грунта основания (активная зона);

3) назначение расчетных поперечных сечений, расчетных вертикалей в каждом сечении и расчетных слоев;

4) определение напряжений, возникающих в грунте основания от внешних нагрузок и величины нагрузки, определяемой изменением собственного веса грунта основания по сравнению с природным состоянием;

5) определение зоны разбухания при выемке котлована;

6) определение расчетных характеристик грунтов основания, входящих в расчетные зависимости;

7) определение осадки сооружений (конечной и, в необходимых случаях, изменение осадки во времени).

5.6. Расчетные поперечные сечения и расчетные вертикали следует выбирать в зависимости от размеров сооружения и геологического строения основания. В каждом поперечном сечении намечается не менее трех расчетных вертикалей. Расчетные слои для каждой вертикали следует назначать в зависимости от геологического строения основания, а также характера эпюры напряжений по глубине.

5.7. Толщина сжимаемого слоя H_a (активная зона) основания, сложенного только из нескальных грунтов, при определении осадок методом суммирования приближенно определяется для каждой расчетной вертикали из условия, чтобы напряжения от внешней нагрузки на границе сжимаемого слоя не превышали половины величины напряжений от собственного веса грунта основания на этой глубине, т. е. чтобы σ_z было равно $0{,}5\, H_a\gamma$. В случае наличия в пределах активной зоны слоя несжимаемого грунта (например, скального) сжимаемая толща ограничивается глубиной залегания несжимаемого слоя.

Расчеты напряжений в основаниях

5.8. Напряжения в основаниях гидротехнических сооружений надлежит определять от действия внешних нагрузок и действия той части собственного веса грунта основания, величина которой определяется изменением веса грунта основания в процессе строительства и эксплуатации сооружения (выемка котлована, изменение режима грунтовых вод и т. д.).

Напряжения в основании от внешних нагрузок в случае однородного основания надлежит определять по решениям теории упругости для соответствующих схем нагрузок.

Эпюра внешних нормальных нагрузок на основание сооружения определяется согласно п. 2 6 настоящей главы.

Эпюра внешних горизонтальных нагрузок на основание принимается подобной эпюре внешних вертикальных нагрузок.

5.9. В случае, если в основании сооружения сжимаемый слой грунта подстилается несжимаемым, в сжимаемом слое происходит концентрация напряжений, которая тем больше, чем меньше мощность сжимаемого слоя.

Концентрацию напряжений следует учитывать в расчетах в тех случаях, когда несжимаемый слой лежит в пределах активной зоны.

5.10. В случае действия равномерно распределенной полосовой нагрузки максимальные сжимающие напряжения по оси фундамента следует определять в зависимости от глубины залегания несжимаемого слоя по табл. 2.

5.11. В случае пространственной задачи нормальные напряжения на граничной плоскости под центром фундамента в сжимаемом слое следует определять в зависимости от соотношения мощности (толщины) сжимаемого слоя, ширины подошвы сооружения и очертания фундамента по табл. 3.

Эпюра нормальных напряжений по глубине сжимаемого слоя может приближенно приниматья трапецеидальной. При этом на верхней границе сжимаемого слоя у подошвы сооружения ордината эпюры принимается равной ординате эпюры внешних нагрузок, а на граничной плоскости ордината эпюры определяется согласно вышеуказанному.

Таблица 2

$\frac{z}{H}$	Максимальные сжимающие напряжения, в долях от p, при залегании несжимаемого слоя на глубине		
	$H=0{,}5\ B$	$H=1\ B$	$H=2{,}5\ B$
1	1,000	1,00	1,00
0,8	1,009	0,99	0,82
0,6	1,020	0,92	0,57
0,4	1,024	0,84	0,44
0,2	1,023	0,78	0,37
0	1,022	0,76	0,36

z — ордината центра тяжести рассматриваемой горизонтальной площадки, в которой определяется напряжение; начало координат располагается на контактной плоскости между сжимаемым и несжимаемым слоями; ордината z имеет положительное направление вверх; H—толщина сжимаемого слоя; B — ширина фундамента.

Таблица 3

$\frac{H}{B/2}$	Нормальные напряжения, в долях от p, при очертании подошвы фундамента в виде					
	круга радиусом $B/2$	прямоугольника				ленты $\alpha=\infty$
		$\alpha=1$	$\alpha=2$	$\alpha=3$	$\alpha=10$	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,5	1,064	1,053	1,033	1,033	1,033	1,033
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059	1,059
1	0,965	1,027	1,039	1,026	1,025	1,025
1,5	0,684	0,762	0,912	0,911	0,902	0,902
2	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761	0,761
2,5	0,335	0,395	0,593	0,651	0,636	0,636
3	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560	0,560
4	0,148	0,186	0,314	0,392	0,439	0,439
5	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359	0,359

$\alpha=\frac{L}{B}$; L—размер бо́льшей стороны фундамента (длина); B — размер меньшей стороны фундамента (ширина).

5.12. Напряжения от собственного веса грунта в грунтовом массиве, ограниченном горизонтальной плоскостью, следует определять:

1) в случае однородного грунта по формулам

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{zб} &= \gamma z;\\ \sigma_{xб} = \sigma_{yб} &= \frac{\mu}{1-\mu}\gamma z,\end{aligned}\right\} \qquad (14)$$

где z — глубина, отсчитываемая от дна котлована;

$\sigma_{xб}$, $\sigma_{yб}$ — составляющие напряжений от собственного веса грунта;

2) в случае неоднородного основания по формулам

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{zб} &= \sum_{i=0}^{i=n}\gamma_i z_i;\\ \sigma_{xб} = \sigma_{yб} &= \frac{\mu_n}{1-\mu_n}\sum_{i=0}^{i=n}\gamma_i z_i,\end{aligned}\right\} \qquad (15)$$

где z_i — толщина i-го слоя;

γ_i — объемный вес грунта i-го слоя;

3) при наличии фильтрационного потока в основании сооружения в общем случае по формулам

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{zб} &= \sum_{i=0}^{i=n}(\gamma_i z_i - \gamma_в J);\\ \sigma_{xб} = \sigma_{yб} &= \frac{\mu_n}{1-\mu_n}\sum_{i=0}^{i=n}(\gamma_i z_i - \gamma_в J),\end{aligned}\right\} \qquad (16)$$

где J—среднее значение вертикальной составляющей фильтрационного градиента в рассматриваемом слое (при направлении фильтрации вверх — градиент положительный, при направлении вниз — отрицательный).

Расчет конечных осадок сооружений

5.13. Расчет конечных осадок сооружений следует производить с учетом суммарных напряжений от внешней нагрузки для эксплуатационного случая и величины изменения по сравнению с природным состоянием значения собственного веса грунта основания.

5.14. Расчет конечных осадок сооружений при любом виде нагрузки на основание осуществляется методом суммирования осадок слоев согласно п. 5.15 с учетом деформационных свойств каждого слоя. При этом сооружение считается абсолютно гибким.

5.15. Конечная осадка по заданной вертикали в случае отсутствия выемки определяется как сумма осадок всех слоев грунта в пределах активной зоны H_a.

1. Осадка сооружения (сжатие основания) в случае пространственной задачи определяется по формуле

$$S = \sum_{0}^{H_a} H\,\frac{1}{1-2\mu}\cdot\frac{\sigma_z-\mu(\sigma_x+\sigma_y)}{\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z}\cdot\frac{\varepsilon_1-\varepsilon_2}{1+\varepsilon_1}. \qquad (17)$$

2. Осадка сооружения (сжатие основания) в случае плоской задачи определяется по формуле

$$S = \sum_{0}^{H_a} H \frac{1}{1-2\mu} \cdot \frac{\sigma_z - \mu(\sigma_z + \sigma_x)}{\sigma_z + \sigma_x} \cdot \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1+\varepsilon_1}. \quad (18)$$

3. Осадка сооружения (сжатие основания) в случае одноразмерной задачи определяется по формуле

$$S = \sum_{0}^{H_a} H \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1+\varepsilon_1}. \quad (19)$$

Составляющие напряжений σ_x, σ_y и σ_z определяются для середины каждого расчетного слоя. Коэффициент μ определяется по п. 6.9 настоящей главы.

Величины коэффициентов пористости грунтов ε_1 и ε_2 следует определять по расчетной компрессионной кривой.

5.16. Толщины расчетных слоев следует назначать в зависимости от степени неоднородности основания; они должны соответствовать характеру и мощности напластования грунтов основания, но должны быть не более одной десятой толщины активной зоны H_a.

5.17. В случае выемки котлована в основаниях из глинистых грунтов, находящихся ниже уровня грунтовых вод, при расчете осадок следует учитывать возможное разбухание грунта основания. При этом принимается в запас расчета, что процесс разбухания основания заканчивается до начала возведения сооружения.

Примечание. В период строительства сооружений следует проводить наблюдения за разбуханием котлована и осадкой сооружений, по результатам которых рекомендуется вносить соответствующие коррективы в расчеты.

5.18. Осадку разбухшего основания следует определять методом суммирования по формулам п. 5.15. При этом величины коэффициентов пористости в пределах разуплотняемой толщи H_p определяются по расчетным компрессионным кривым по ветви уплотнения после разуплотнения в пределах изменения напряжений

от $\sigma_{z1} = \sigma_{zб} - \sigma_{zк}$ до $\sigma_{z2} = \sigma_{z1} + \sigma_z$,

где $\sigma_{zб}$ — нормальное напряжение на глубине z от дна котлована, равное напряжению от веса вышележащей толщи грунта до выемки котлована;

$\sigma_{zк}$ — нормальное напряжение на глубине z от нагрузки, принимаемой равной весу грунта, вынутого из котлована;

σ_z — нормальное напряжение на глубине z от веса сооружения.

Величина коэффициента пористости на той части активной зоны, которая не подвергается разбуханию (на участке $(H_a - H_p)$, определяется по ветви уплотнения расчетных компрессионных кривых.

Указания по построению компрессионных кривых с учетом разуплотнения приведены в приложении II.

5.19. Глубина разуплотняемой толщи H_p определяется таким значением глубины z, ниже которой разбухание образцов грунтов не имеет места. Разбухание образцов оценивается по ветви кривой разбухания компрессионных кривых (см. приложение II).

5.20. Определение величины подъема дна котлована следует производить по формулам п. 5.15. При этом суммирование производится в пределах от $z=0$ до $z=H_p$.

Величины коэффициентов пористости грунтов следует определять по расчетным компрессионным кривым по ветви разбухания (см. приложение II).

5.21. Для расчета осадок сооружений, имеющих в плане прямоугольную форму подошвы, при действии равномерно распределенной нагрузки или нагрузки, приводимой к равномерно распределенной, рекомендуется применять метод угловых точек.

5.22. Осадку точки подошвы сооружения по вертикали, проходящей через угловую точку фундамента, в случае однородного основания следует вычислять по формуле

$$S = \frac{Bp}{E} k, \quad (20)$$

где p — интенсивность равномерно распределенного вертикального давления на грунт;

k — коэффициент, величина которого принимается для расчетного слоя в зависимости от размеров фундамента сооружения и величины коэффициента Пуассона μ по табл. 4. Промежуточные значения k можно определять по интерполяции.

Модуль деформации E определяется по пп. 6.8 и 6.11 настоящей главы.

5.23. Определение осадок сооружения при однородных основаниях (без учета фильтрационных сил) в случае сложного очертания фундамента при приложении к нему равномерно распределенной нагрузки, а также в случае учета взаимного влияния соседних сооружений, расположенных на некотором расстоянии, следует производить методом угловых точек по следующим схемам:

1) в общем случае осадка некоторой точки M подошвы фундамента определяется как

Таблица 4

Значения коэффициента k

$\frac{z}{B}$ \ $\frac{L}{B}$	1,0	1,25	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
			$\mu=0,1$				
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,090	0,091	0,091	0,091	0,091	0,089	0,095
0,80	0,176	0,177	0,179	0,179	0,178	0,178	0,181
1,20	0,246	0,252	0,255	0,257	0,258	0,257	0,258
1,60	0,299	0,311	0,317	0,323	0,326	0,324	0,324
2,00	0,338	0,355	0,366	0,376	0,383	0,385	0,383
2,40	0,368	0,391	0,404	0,420	0,431	0,433	0,436
2,80	0,391	0,417	0,435	0,456	0,473	0,477	0,478
3,20	0,410	0,440	0,460	0,486	0,507	0,515	0,517
3,60	0,424	0,458	0,481	0,510	0,536	0,550	0,552
4,00	0,436	0,473	0,498	0,532	0,563	0,581	0,583
5,00	0,459	0 500	0,529	0,575	0,616	0,642	0,653
6,00	0,474	0,519	0,552	0,601	0,655	0,691	0,709
8,00	0,494	0,543	0,581	0,634	0,707	0,763	0,794
10,00	0,503	0,557	0,598	0,657	0,739	0,815	0,856
∞	0,555	0,619	0,672	0,758	0,882	1,040	1,259
			$\mu=0,2$				
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,079	0,079	0,081	0,079	0,076	0,077	0,077
0,80	0,159	0,159	0,161	0,160	0,158	0,156	0,160
1,20	0,227	0,231	0,234	0,234	0,233	0,231	0,232
1,60	0,280	0,289	0,295	0,298	0,298	0,296	0,295
2,00	0,319	0,334	0,343	0,351	0,354	0,355	0,352
2,40	0,349	0,369	0,381	0,394	0,401	0,401	0,401
2,80	0,372	0,396	0,413	0,430	0,442	0,445	0,444
3,20	0,390	0,418	0,437	0,460	0,477	0,482	0,482
3,60	0,405	0,436	0,458	0,484	0,505	0,515	0,515
4,00	0,417	0,451	0,475	0,506	0,532	0,546	0,545
5,00	0,440	0,479	0,507	0,549	0,585	0,607	0,613
6,00	0,456	0,498	0,530	0,575	0,624	0,655	0,668
8,00	0,475	0,522	0,559	0,613	0,676	0,728	0,752
10,00	0,485	0,536	0,576	0,635	0,708	0,780	0,814
∞	0,537	0,599	0,651	0,734	0,854	1,007	1,219
			$\mu=0,3$				
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,064	0,064	0,064	0,063	0,062	0,061	0,061
0,80	0,138	0,137	0,138	0,135	0,133	0,131	0,133
1,20	0,203	0,206	0,206	0,205	0,201	0,201	0,199
1,60	0,255	0,258	0,265	0,266	0,264	0,260	0,258
2,00	0,293	0,305	0,312	0,317	0,317	0,316	0,311
2,40	0,322	0,340	0,350	0,359	0,362	0,360	0,357
2,80	0,345	0,367	0,381	0,394	0,402	0,401	0,398
3,20	0,364	0,389	0,405	0,424	0,436	0,439	0,434
3,60	0,379	0 407	0,426	0,448	0,464	0,472	0,466
4,00	0,391	0,421	0,443	0,470	0,491	0,500	0,495
5,00	0,414	0,450	0,475	0,512	0,543	0,559	0,560
6,00	0,429	0,469	0,498	0,539	0,582	0,608	0,614
8,00	0,449	0,493	0,527	0,577	0,634	0,680	0,695
10,00	0,459	0,506	0,544	0,599	0,666	0,731	0,756
∞	0,511	0,570	0,619	0,698	0,812	0,958	1,159

Продолжение

$\frac{z}{B}$ \ $\frac{L}{B}$	1,0	1,25	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
			μ=0,4				
0	0	0	0	0	0	0	0
0,4	0,046	0,045	0,044	0,043	0,041	0,040	0,041
0,8	0,111	0,108	0,106	0,104	0,101	0,099	0,099
1,2	0,172	0,169	0,170	0,166	0,162	0,158	0,155
1,6	0,220	0,224	0,225	0,223	0,218	0,213	0,209
2,0	0,257	0,266	0,270	0,271	0,268	0,264	0,257
2,4	0,287	0,299	0,306	0,312	0,312	0,305	0,300
2,8	0,310	0,326	0,336	0,346	0,349	0,343	0,340
3,2	0,324	0,350	0,352	0,374	0,380	0,376	0,368
3,6	0,340	0,371	0,380	0,398	0,410	0,408	0,401
4,0	0,353	0,379	0,392	0,419	0,435	0,458	0,429
5,0	0,376	0,406	0,429	0,458	0,484	0,494	0,489
6,0	0,387	0,425	0,451	0,487	0,522	0,539	0,538
8,0	0,410	0,450	0,480	0,524	0,572	0,610	0,616
10,0	0,423	0,464	0,498	0,547	0,613	0,659	0,677
∞	0,471	0,525	0,570	0,643	0,749	0,888	1,069

сумма осадок угловых точек четырех прямоугольников, на которые разбивается подошва фундамента, имеющих общую вершину углов в данной точке M (рис. 4,*а*), по формуле

$$S = \sum_{1}^{4} \frac{B_i p_i}{E} k_i, \qquad (21)$$

где B_i — ширина условного фундамента;

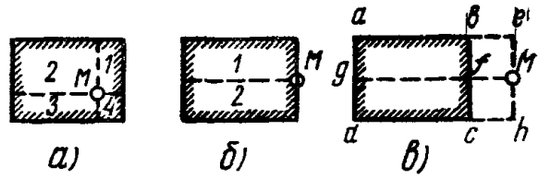

Рис. 4. Схема разбивки подошвы фундамента на прямоугольники при определении осадок по методу угловых точек

а — точка *М* лежит внутри подошвы фундамента; *б*—точка *М* лежит на контуре подошвы фундамента; *в*—точка *М* лежит вне подошвы фундамента

2) осадка некоторой точки M на периметре подошвы фундамента определяется по формуле

$$S = \sum_{1}^{2} \frac{B_i p_i}{E} k_i. \qquad (22)$$

В этом случае фундамент разбивается на два прямоугольника (рис. 4,*б*);

3) если рассматриваемая точка M подошвы фундамента, осадка которой должна быть определена, лежит вне загруженного прямоугольника, то осадка этой точки складывается из суммы осадок угловых точек прямоугольников *aeMg* и *gMhd*, взятых со знаком плюс, и осадки угловых точек ненагруженных прямоугольников *beMf* и *fMhc*, взятых со знаком минус (рис. 4,*в*).

Учет влияния соседних сооружений на осадку рассматриваемого сооружения производится на основе указаний настоящего пункта.

На рис. 5 показаны четыре случая учета влияния соседних сооружений.

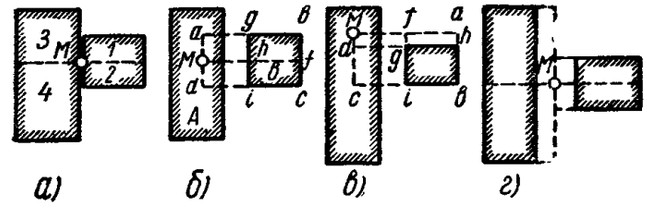

Рис. 5. Схема разбивки фундамента на прямоугольники при определении осадок по методу угловых точек с учетом влияния соседних фундаментов

а — точка *М* лежит на границе подошвы фундамента; *б* — точка *М* лежит внутри периметра подошвы первого фундамента и не выходит за продолжение линий, ограничивающих соседний фундамент. При определении осадки в точке *М* осадка угловых точек прямоугольников *agkM* и *Mhid* берется со знаком минус; *в*—точка *М* лежит внутри периметра подошвы первого фундамента, но вне прямых линий, являющихся продолжением сторон подошвы соседнего фундамента. При определении осадки в точке *М* осадка угловых точек прямоугольников *Mabc* и *Mfgd* берется со знаком плюс, а у прямоугольников *Mahd* и *Mfic* — со знаком минус; *г* — точка *М* лежит между соседними фундаментами. Осадка точки *М* определяется отдельно от каждого фундамента по схеме рис. 4, *в*

Полная осадка сооружения определяется как сумма осадок от нагрузок рассматриваемого сооружения, нагрузок соседних сооружений и пригрузки грунтом.

5.24. Средняя осадка жесткого сооружения определяется как среднее арифметическое осадок отдельных точек подошвы сооружения, вычисленных методом суммирования сжатий слоев. При этом предполагается, что эти точки расположены равномерно на площади основания.

Для характеристики неравномерности осадки сооружения при решении плоской задачи следует вычислять его перекос. Перекос характеризуется углом наклона подошвы сооружения к горизонтальной плоскости, вычисленным по наибольшей разнице в осадках точек подошвы под углами сооружения.

5.25. В случае отдельно стоящего сооружения при равномерно распределенном давлении на грунт и наличии под слоем сжимаемого грунта жесткого подстилающего слоя (например, скального грунта) для вычисления осадки сооружения может быть применено решение теории упругости, по которому средняя осадка фундамента, создающего равномерное давление на грунт, определяется по формуле

$$S_{ср} = m \frac{Bp\,(1-\mu^2)}{E_{ср}}, \qquad (23)$$

где m — коэффициент, определяемый в зависимости от отношения $\frac{H}{B/2}$ и очертания подошвы фундамента по табл. 5. Промежуточные значения m определяются по интерполяции;

μ — коэффициент Пуассона, определяемый по экспериментальным данным или по табл. 8;

$E_{ср}$ — средний модуль деформации, определяемый для случая отсутствия бокового расширения при среднем значении σ_z.

5.26. Крен фундамента при эксцентрическом его загружении в случае однородного основания, без учета фильтрационных сил, определяется:

1) при крене в направлении большей стороны фундамента по формуле

$$\operatorname{tg}\omega_L = k_1 \frac{M_L}{(L/2)^3} \cdot \frac{1-\mu_{ср}^2}{E_{ср}}; \qquad (24)$$

2) при крене в направлении меньшей стороны фундамента по формуле

$$\operatorname{tg}\omega_B = k_2 \frac{M_B}{(B/2)^3} \cdot \frac{1-\mu_{ср}^2}{E_{ср}}, \qquad (25)$$

где M_L — момент, действующий в вертикальной плоскости, параллельной большей стороне прямоугольника;

M_B — момент, действующий в вертикальной плоскости, параллельной меньшей стороне прямоугольника;

L, B — обозначения те же, что в табл. 5;

$E_{ср}$, $\mu_{ср}$ — соответственно средний модуль деформации и средний коэффициент Пуассона грунта в пределах сжимаемой толщи;

ω — угол крена фундамента;

k_1, k_2 — безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента по графикам рис. 6.

Таблица 5

Значения коэффициента m в зависимости от очертания подошвы фундамента

$\frac{H}{L/2}$	Очертание подошвы фундамента					
	круглое	прямоугольное				ленточное $\alpha=\infty$
		$\alpha=1$	$\alpha=2$	$\alpha=3$	$\alpha=10$	
0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,12	0,12	0,12	0,13	0,13	0,13
0,5	0,22	0,22	0,24	0,24	0,24	0,25
0,75	0,31	0,31	0,34	0,34	0,35	0,35
1	0,38	0,39	0,43	0,44	0,46	0,46
1,5	0,50	0,53	0,59	0,61	0,63	0,64
2	0,58	0,62	0,70	0,73	0,77	0,79
2,5	0,63	0,68	0,79	0,83	0,89	0,92
3	0,66	0,72	0,87	0,92	1,00	1,03
4	0,70	0,77	0,96	1,04	1,15	1,20
5	0,72	0,80	1,03	1,13	1,27	1,34

$\alpha = \frac{L}{B}$; L—размер большей стороны фундамента (длина); B—размер меньшей стороны фундамента (ширина).

Расчет нестабилизированных осадок сооружений

5.27. При расчете осадки сооружений, возводимых на связных грунтах, кроме конечной осадки (стабилизированной) S, следует вычислять также нестабилизированную осадку S_t для различных моментов времени t в течение строительного и эксплуатационного периодов.

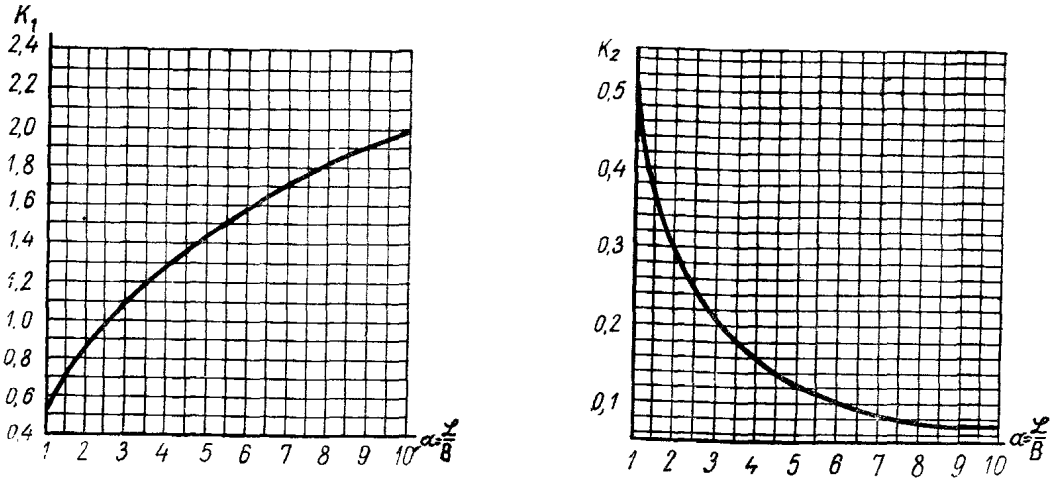

Рис. 6. Графики для определения коэффициентов k_1 и k_2 в формулах (24) и (25)

5.28. Осадку сооружения для момента времени t, к которому процесс уплотнения грунта основания еще не закончился, приближенно рекомендуется определять по решениям одноразмерной задачи уплотнения земляной среды или по эмпирической зависимости (метод ВОДГЕО) при величине отношения высоты сжимаемого слоя к ширине фундамента менее 3 без учета постепенности возведения сооружения.

1. При решении одноразмерной задачи осадка сооружения во времени S_t определяется по формуле

$$S_t = SQ_t, \qquad (26)$$

где S_t — осадка за время t;

S — конечная осадка;

Q_t — коэффициент, характеризующий заданную степень уплотнения грунта.

Для определения хода осадки во времени следует задаваться различными значениями коэффициента Q_t. Затем определяется время t, необходимое для уплотнения грунта до любого значения Q_t, по формуле

$$t = \frac{4h_0^2}{\pi^2 \delta} N, \qquad (27)$$

где N — величина, принимаемая для заданного значения Q_t и в соответствии со схемой для расчетной эпюры давлений, уплотняющих грунт (рис. 7), по табл. 6;

h_0 — приведенная высота слоя сжимаемого грунта, принимаемая равной $h_0 = \frac{h}{1+\varepsilon_1}$.

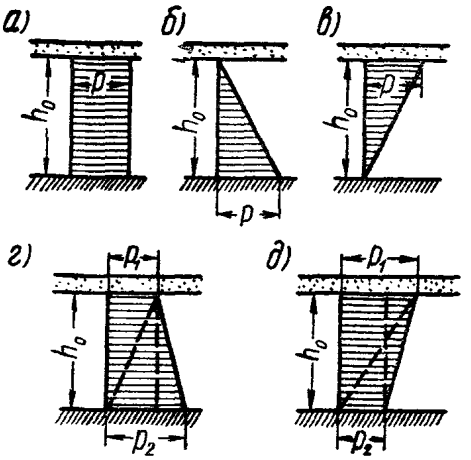

Рис. 7. Эпюры уплотняющих давлений

а — случай 0 — равномерное давление по глубине сжимаемого слоя; *б* — случай 1 — давление по закону треугольника с вершиной у поверхности сжимаемого слоя; *в* — случай 2 — давление по закону треугольника с вершиной у подошвы сжимаемого слоя; *г, д* — случаи 0—1 и 0—2 — промежуточные

В случае приложения к слою грунта переменной нагрузки, возрастающей в течение времени от 0 до t' по закону прямой с заданным угловым коэффициентом α и далее остающейся постоянной, осадка слоя грунта при двустороннем уплотнении (отток воды вниз и вверх слоя) определяется:

при расчетном моменте времени t, равном или меньшем t', по формуле

$$S_t = \frac{2\alpha a h_0^3}{\delta}\left[\frac{\delta t}{h_0^2} - \frac{1}{3} + \frac{1}{3}e^{-N't}\right]; \qquad (28)$$

при расчетном моменте времени t, большем t', по формуле

$$S_t = \frac{2\alpha a h_0^3}{\delta}\left[\frac{\delta t'}{h_0^2} + \frac{1}{3}\left(e^{-N't} - e^{-N'(t-t')}\right)\right], \quad (29)$$

где $N' = \frac{\pi^2 \delta}{4h_0^2}$.

2. Осадка сооружения во времени при использовании эмпирической зависимости определяется по формуле

$$S_t = S(1 - e^{-\rho t}), \quad (30)$$

где S_t — осадка за время t в *см*;
S — конечная осадка в *см*;
t — время осадки в годах;
ρ — коэффициент, определяемый по графику рис. 8;
e — основание натуральных логарифмов.

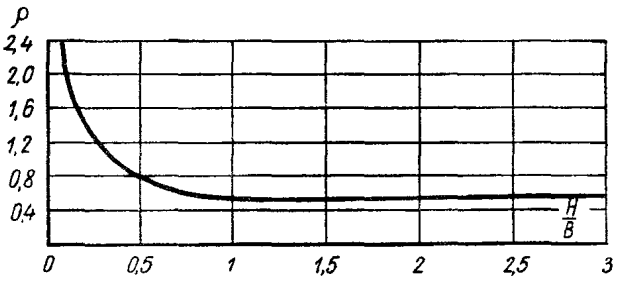

Рис. 8. График для определения коэффициента ρ
H — толщина сжимаемого слоя; B — ширина фундамента

Таблица 6

v_t	Значения коэффициента N для случаев (см. схемы рис. 7)				
	0	1	2	0—1	0—2
0,1	0,02	0,12	0,005	$N_{0-1}=N_0+(N_1-N_0)R$	$N_{0-2}=N_2+(N_0-N_2)R$
0,2	0,08	0,25	0,02		
0,3	0,17	0,39	0,06		
0,4	0,31	0,55	0,13		
0,5	0,49	0,73	0,24		
0,6	0,71	0,95	0,42		
0,7	1,00	1,24	0,69		
0,8	1,40	1,64	1,08		
0,9	2,09	2,35	1,77		
1	∞	∞	∞		

Величины коэффициента R определяются по *табл. 7 в зависимости от значения отношения v* (см. табл. 7) давлений, уплотняющих грунт, при глубине $z=0$ и $z=h_0$, где z — глубина, отсчитываемая от подошвы фундамента; h_0 — приведенная высота сжимаемого слоя.

Таблица 7

Случай 0—1		Случай 0—2	
v	R	v	R
0	1,00	1	1,00
0,1	0,84	1,5	0,83
0,2	0,69	2	0,71
0,3	0,56	2,5	0,62
0,4	0,46	3	0,55
0,5	0,36	3,5	0,50
0,6	0,27	4	0,45
0,7	0,19	4,5	0,42
0,8	0,12	5	0,39
0,9	0,06	6	0,34
1	0,00	7	0,30
		8	0,27
		9	0,25
		10	0,23

5.29. Расчеты осадок сооружений рекомендуется корректировать по результатам наблюдений за осадками сооружений, находящихся в аналогичных геологических условиях.

При наличии наблюдений за осадками сооружений на определенные моменты времени $t_1, t_2, \ldots, t_m, \ldots, t_n$ можно определить величину коэффициента $N' = \frac{N}{t}$ из уравнения

$$\frac{S_{t_m}}{S_{t_n}} = \frac{\pi^2 - 8e^{-N't_m}}{\pi^2 - 8e^{-N't_n}}, \quad (31)$$

где S_{t_m} и S_{t_n} — осадки сооружения за периоды времени t_m и t_n.

Полученное значение N' используется для вычислений хода осадки сооружения во времени по формулам (28) и (29).

При наличии большого количества наблюдений за осадками сооружения определение кривой хода осадок во времени может также производиться по эмпирическим формулам, составленным по данным этих наблюдений.

Примечание. Сооружения гидроузлов должны оборудоваться реперной сетью для проведения наблюдений за осадками сооружений в строительный и эксплуатационный периоды. Данные наблюдений должны использоваться для корректировки расчетных величин осадки, а также для проектирования сооружений — аналогов.

6. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

6.1. При расчетах оснований определяются следующие основные расчетные характеристики грунтов:

угол внутреннего трения φ;

удельная сила сцепления c;

начальный коэффициент пористости ε_0;

модуль деформации E;

коэффициент бокового расширения (коэффициент Пуассона) μ;

коэффициент фильтрации $k_ф$;

коэффициент консолидации δ.

Примечания. 1. В расчетах принимается, что расчетные характеристики равны нормативным.

2. Лабораторные определения характеристик грунтов производятся с использованием имеющихся методов лабораторного определения физико-механических характеристик грунтов.

6.2. В качестве основного метода определения показателей сопротивляемости грунтов сдвигу (φ и c) надлежит применять метод среза образцов грунтов на лабораторных приборах, в том числе в полевых условиях.

Примечания: 1. Испытания грунтов основания на срез следует производить на образцах с ненарушенной структурой. Для несвязных грунтов в случае невозможности проведения испытаний с ненарушенной структурой испытания производятся с образцами нарушенной структуры при плотности и влажности, соответствующей естественным условиям залегания.

Испытания образцов грунта на срез производятся под водой в случае, если основание находится ниже уровня грунтовых вод. Опыты по срезу образцов грунта следует производить не менее чем при трех вертикальных нагрузках с двукратной повторяемостью.

Обработка результатов опытов производится путем построения прямолинейной зависимости вида $\tau_{пр.\ р} = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c$ способом наименьших квадратов.

2. Расчетные величины φ и c принимаются как среднеминимальные (среднее для точек, расположенных ниже средней прямой, построенной для всей совокупности опытных точек).

6.3. При проектировании сооружений I класса капитальности для определения характеристик грунтов φ и c следует производить лабораторные и полевые опыты по сдвигу штампов (модельные исследования). При проектировании сооружений II класса капитальности проведение полевых исследований сопротивляемости оснований сдвигу методом сдвига штампов является желательным.

При проектировании могут быть использованы результаты опытов по сдвигу штампов, проведенных в аналогичных условиях.

Примечания. 1. Модельные исследования надлежит проводить на грунте естественной структуры (γ натуры $= \gamma$ модели). При слоистых основаниях исследование сопротивляемости сдвигу производится также по контакту слоев.

2. Опыты по сдвигу штампов производятся не менее чем при трех вертикальных нагрузках с двукратной повторяемостью.

6.4. Окончательный выбор расчетных значений показателей сопротивляемости грунтов сдвигу φ и c надлежит производить на основе общего анализа результатов лабораторных и полевых опытов по изучению сопротивляемости оснований сдвигу с обязательным учетом инженерно-геологической обстановки.

Примечание. На ранних стадиях проектирования рекомендуется использование данных по характеристикам сопротивляемости грунтов сдвигу оснований аналогов.

6.5. Определение характеристик длительной прочности грунтов и решение вопроса о введении их в расчет производятся на основании специальных исследований.

6.6. Средняя расчетная величина начального коэффициента пористости ε_0 (или плотности) определяется для каждого литологически однородного слоя в естественном залегании по образцам с ненарушенной структурой как средневзвешенная величина.

Средняя расчетная величина коэффициента пористости принимается за начальный коэффициент пористости при построении расчетной компрессионной кривой.

Примечание. При отборе и транспортировании образцов грунта следует принять меры, обеспечивающие минимальные изменения пористости по сравнению с природным залеганием.

В тех случаях, когда пористость образцов при их отборе или транспортировании значительно изменяется, величину начального коэффициента пористости следует приближенно определять по компрессионной кривой при нагрузке образца до давления, равного природному в условиях неизменной влажности.

6.7. Характеристики деформируемости грунтов при расчете осадок определяются из опытов на компрессию в лабораторных приборах в соответствии с действующими инструкциями.

Расчетная компрессионная кривая для каждого литологически однородного слоя определяется на основе средних характеристик сжимаемости образцов грунта, отобранных из этого слоя.

6.8. Модуль деформации E при расчете осадок по методу суммирования следует определять по расчетной компрессионной кривой на рассматриваемом диапазоне изменения давления по формуле

$$E = \frac{1 - \mu - 2\mu^2}{1 - \mu} \cdot \frac{(1 + \varepsilon_1)(\sigma_2 - \sigma_1)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}. \qquad (32)$$

Для уточнения величин модуля деформации рекомендуется проводить глубинные испы-

тания грунтов методом нагружения штампов статическими нагрузками в скважинах и других выработках.

6.9. Коэффициент бокового расширения грунта μ (коэффициент Пуассона) определяется опытным путем.

При отсутствии опытных данных допускается принимать значения коэффициента μ по табл. 8.

Таблица 8

Вид грунтов	Значения коэффициента μ
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 μ относятся к более плотным грунтам соответствующего вида.

6.10. За расчетные значения характеристик E и μ рекомендуется принимать их средние значения по слою.

6.11. В случае, если имеются данные по осадкам сооружений или штампов (пробные нагрузки), средний модуль деформации рекомендуется определять по формуле

$$E_{ср} = \frac{Bpm(1-\mu^2)}{S_{ср}}, \qquad (33)$$

где $S_{ср}$ — средняя осадка фундамента;

m — коэффициент, определяемый по табл. 5.

Осредненный для всего основания модуль деформации может быть использован для расчета прочности сооружения как конструкции на упругом основании.

6.12. Коэффициент фильтрации $k_ф$ глинистых грунтов следует определять лабораторными, а также полевыми методами.

Расчетный коэффициент фильтрации для неоднородного основания определяется как средневзвешенное значение.

Осредненный коэффициент фильтрации для основания в целом при фильтрации воды в направлении, перпендикулярном слоям, определяется по формуле

$$k_ф = \frac{H}{\frac{h_1}{k_{ф1}} + \frac{h_2}{k_{ф2}} + \ldots + \frac{h_n}{k_{фn}}}, \qquad (34)$$

где $h_1, h_2, \ldots, h_n$ — толщины отдельных слоев;

$k_{ф1}, k_{ф2}, \ldots, k_{фn}$ — соответствующие средние значения коэффициентов фильтрации отдельных слоев;

$H = h_1 + h_2 + \ldots + h_n$.

6.13. Коэффициент консолидации δ определяется расчетным (по п. 3.2 настоящей главы) или опытным путем.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА СОПРОТИВЛЯЕМОСТИ ОСНОВАНИЯ СДВИГУ В СЛУЧАЯХ СМЕШАННОГО ИЛИ ГЛУБИННОГО СДВИГА (МЕТОД ВНИИГа)

По этому методу линия скольжения, ограничивающая область предельного состояния грунта основания, принимается в виде двух отрезков прямых *AB* и *DC*, соединенных между собой криволинейной вставкой, описываемой уравнением логарифмической спирали (рис. 1).

определяется следующим образом. Строится график несущей способности основания $\tau_{пр.р} = f(\sigma_{пр.р})$ для всей ширины B или расчетной ширины B^* подошвы фундамента. Построение этого графика производится по ряду значений δ' (от $\delta'=0$ до $\delta'=\varphi$) и соответствующим им значениям ϑ.

По найденному значению ϑ строится очертание

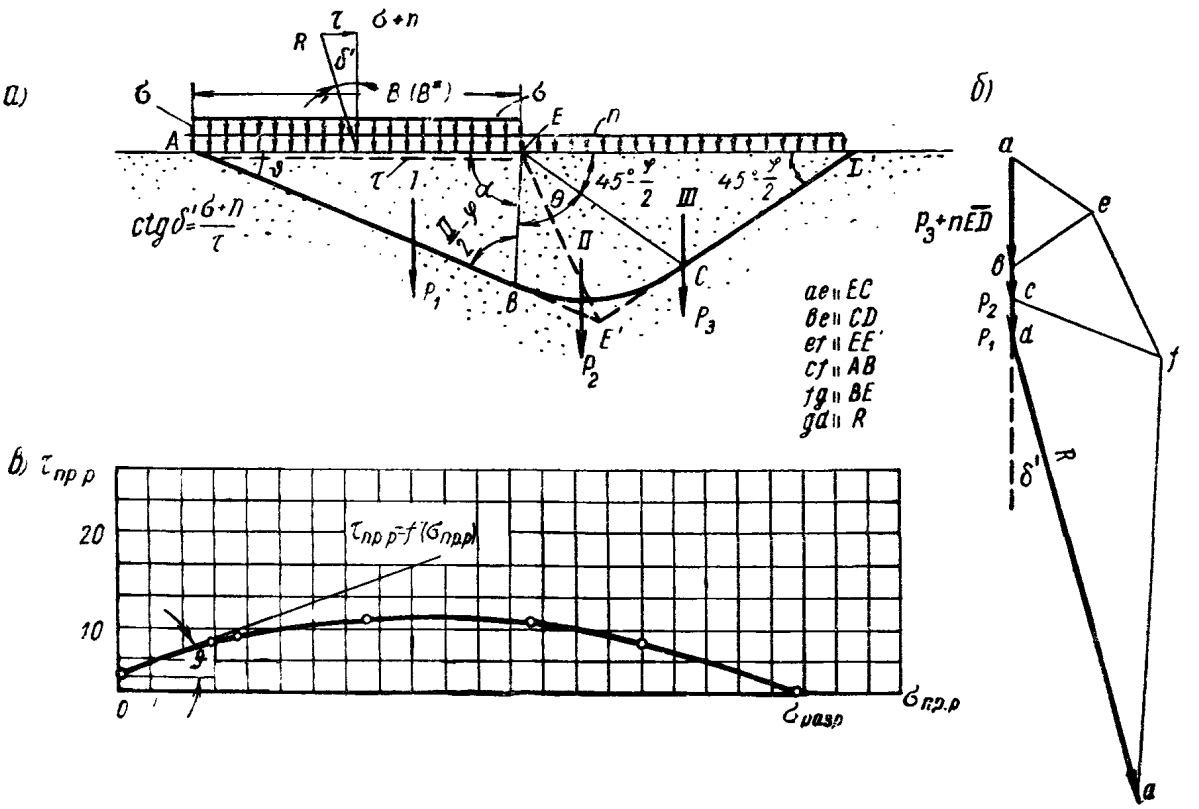

Рис. 1

а, б — схемы расчета несущей способности основания и устойчивости сооружения; *в* — график $\tau_{пр.р} = f(\sigma_{пр.р})$

Связь между углом δ' наклона равнодействующей R к вертикали и ориентировкой треугольника предельного равновесия определяется углом ϑ. Величина угла ϑ определяется по графику рис. 2.

При определении величины R сцепление грунта по своему действию принимается тождественным приложению внешней равномерно распределенной нагрузки в виде нормального напряжения $n = \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}$, вызывающего во всех точках грунта основания шаровой тензор напряжений, по величине равных n. Эта внешняя нагрузка n на полупространство вызывает напряженное состояние в грунте основания, определяемое коэффициентом бокового давления $\xi = 1$.

Величина $\tau_{пр.р}$, для заданных значений (B_1^*), σ, φ и γ призмы обрушения *ABCDE* (см. рис. 1, *а*). Линия *AB* проводится по углу ϑ. Линия *EB* проводится по углу $\alpha = \frac{\pi}{2} + \varphi - \vartheta$. Линия *EC* строится по углу $45° - \frac{\varphi}{2}$ между ней и горизонтальной поверхностью основания. Угол $45° - \frac{\varphi}{2}$ соответствует треугольнику предельного равновесия для зоны пассивного давления грунта. Очертание ограничивающей кривой скольжения для промежуточной зоны II строится по уравнению логарифмической спирали. Радиус *EC* находится по уравнению

$$\overline{EC} = r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg}\varphi},$$

где $r_0 = \overline{EB}$;

θ — угол, образованный радиусами *EB* и *EC*;

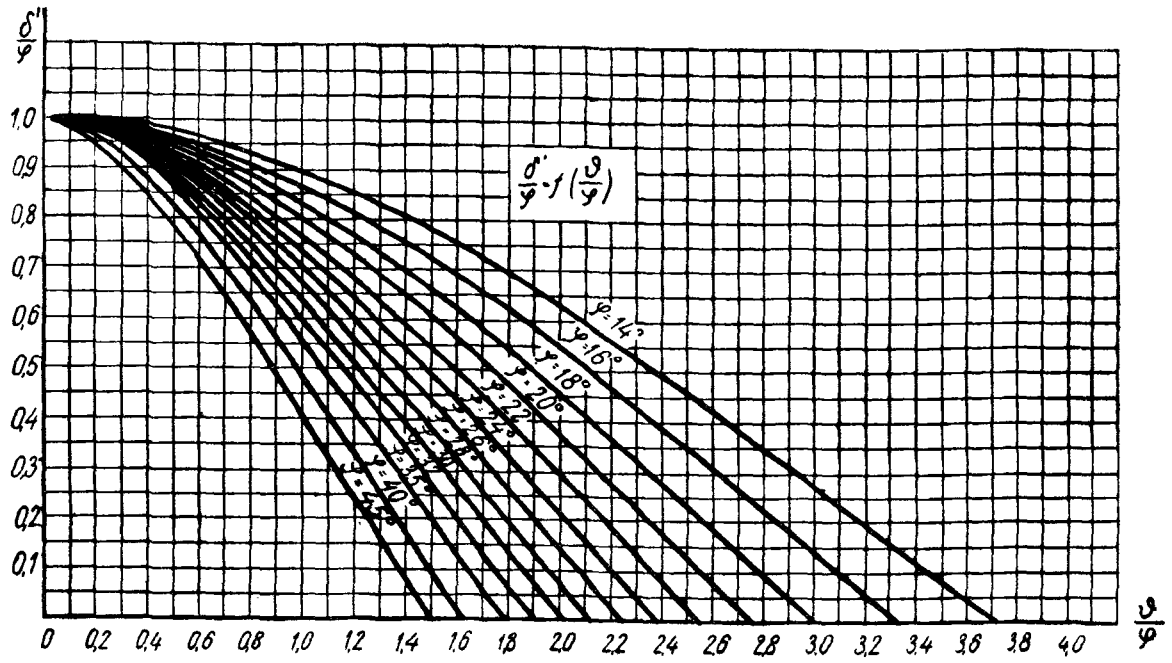

Рис. 2. График зависимости $\frac{\delta'}{\varphi} = f\left(\frac{\vartheta}{\varphi}\right)$

$$\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \vartheta.$$

Линия *CD* проводится через точку *C* под углом $45° - \frac{\varphi}{2}$ к свободной поверхности *ED*.

После определения очертания призмы обрушения определяются веса P_1, P_2 и P_3 зон призмы обрушения *I*, *II* и *III*.

К силе P_3 добавляется нагрузка $n\overline{ED}$, соответствующая приложенному к поверхности нормальному напряжению *n*. Приложением этой нагрузки учитывается повышение несущей способности основания, обусловленное сцеплением грунта.

Далее строится многоугольник сил и находится величина силы *R*, направление которой определяется углом δ' (см. рис. 1, *б*).

Приложение к поверхности основания силы, равной *R*, выведет грунт, находящийся в пределах призмы обрушения *ABCDE*, из равновесия, и в результате произойдет выпор грунта основания.

Величины предельных разрушающих—нормального ($\sigma_{пр.р}$) и сдвигающего ($\tau_{пр.р}$)— напряжений определяются следующим образом.

Интенсивность предельной разрушающей наклонной нагрузки $q_{пр.р}$ равна

$$q_{пр.р} = \frac{R}{B}.$$

Зная угол δ' и величину *n*, находится

$$\sigma_{пр.р} = q_{пр.р} \cos\delta' - n$$

и

$$\tau_{пр.р} = q_{пр.р} \sin\delta'.$$

По величинам $\sigma_{пр.р}$ и $\tau_{пр.р}$ для ряда значений строится соответствующий график $\tau_{пр.р} = f(\sigma_{пр.р})$ (см. рис. 1, *в*).

Затем по этому графику по заданному значению σ определяется искомая величина $\tau_{пр.р}$, распространяемая только на часть ширины подошвы фундамента B_1 (B_1^*), на которой имеет место выпор.

При наличии в основании фильтрационного потока построение графика несущей способности основания и определение величины $\tau_{пр.р}$ производятся указанным выше способом. Учет фильтрационных сил осуществляется путем построения многоугольника сил на базе равнодействующих весов каждой из трех зон призмы обрушения с учетом их гидростатического взвешивания и соответствующих суммарных фильтрационных сил, действующих в каждой из них. Направление и величины суммарных фильтрационных сил определяются по заданной гидродинамической сетке движения фильтрационного потока под сооружением.

При действии на сооружение только вертикальных сил определение предельной (разрушающей) вертикальной нагрузки на основание $\sigma_{разр}$ (см. рис. 1, *в*) может быть произведено описанным выше методом. При этом построение призмы обрушения производится только для $\delta' = 0$ и $\vartheta = 45° + \frac{\varphi}{2}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ II

ПОСТРОЕНИЕ КОМПРЕССИОННЫХ КРИВЫХ С УЧЕТОМ РАЗУПЛОТНЕНИЯ

Для глинистых грунтов, подверженных разбуханию, компрессионный опыт рекомендуется производить по следующим двум схемам.

Схема I. Случай, когда пористость образца ненарушенной структуры практически равна природной пористости.

Образец грунта при естественной влажности и с коэффициентом пористости ε_0 помещается в компрессионный прибор и нагружается нагрузкой $\sigma_{z1} = \sigma_{z\text{б}} - \sigma_{z\text{к}}$ при одновременном обводнении.

Здесь $\sigma_{z\text{к}}$ — напряжение на глубине z от веса грунта, вынутого из котлована.

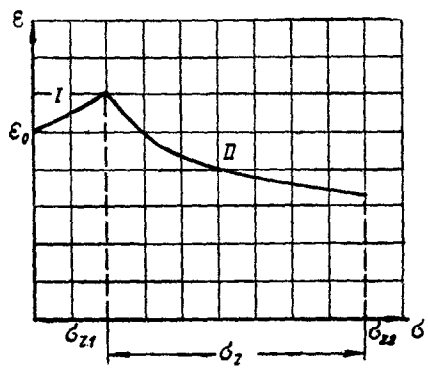

Рис. 1. Компрессионная кривая по опыту по схеме I

При этом получается ветвь разбухания (участок I, рис. 1). Затем образец нагружается дополнительно нагрузкой σ_z, и нагрузка становится равной $\sigma_{z2} = \sigma_{z1} + \sigma_z$. Здесь σ_z — напряжение от веса сооружения на глубине z.

Таким образом, получается ветвь уплотнения (вторичного) (участок II, рис. 1).

Схема II. Пористость образца ненарушенной структуры изменилась в процессе его отбора и транспортирования по сравнению с естественной.

Образец грунта при естественной влажности, отобранный с глубины z, помещается в компрессионный прибор и нагружается нагрузкой $\sigma_{z\text{б}}$, равной напряжению на глубине z от веса вышележащей толщи грунта до выемки котлована (участок I, рис. 2). Затем в образец подается вода и он нагружается нагрузкой $\sigma_{z1} = \sigma_{z\text{б}} - \sigma_{z\text{к}}$.

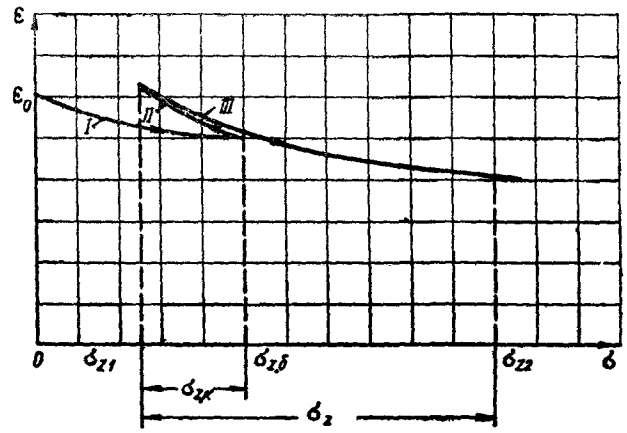

Рис. 2. Компрессионная кривая по опыту по схеме II

Таким образом, получается ветвь разбухания (участок II, рис. 2). Далее для получения ветви уплотнения (вторичного) образец нагружается дополнительной нагрузкой σ_z до величины $\sigma_{z2} = \sigma_{z1} + \sigma_z$ (участок III, рис. 2).

БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

L — длина подошвы прямоугольного фундамента;
B — ширина подошвы прямоугольного фундамента;
F — площадь подошвы фундамента;
H, h — толщина слоя грунта;
e — эксцентрицитет равнодействующей внешних сил в плоскости подошвы фундамента;
P — вертикальная сила (полная — в условиях пространственной задачи и на 1 *пог. м* — в условиях плоской задачи);
p — интенсивность равномерно распределенного вертикального давления на грунт;
T — горизонтальная сила (полная — в условиях пространственной задачи и на 1 *пог. м* — в условиях плоской задачи);
M — момент сил;
U — суммарное противодавление воды в расчетной плоскости, направленное снизу вверх перпендикулярно расчетной плоскости;
σ — среднее нормальное напряжение грунта у подошвы фундамента;
$\sigma_{макс}$ — максимальное нормальное напряжение грунта у одной из граней подошвы фундамента (при призматической эпюре напряжений);
$\sigma_{мин}$ — минимальное нормальное напряжение грунта у одной из граней подошвы фундамента (при призматической эпюре напряжений);
σ_x, σ_y, σ_z — составляющие напряжений;
σ_1, σ_2 — нормальные напряжения в начале и конце расчетного участка компрессионной кривой;
$\sigma_{xб}$, $\sigma_{yб}$, $\sigma_{zб}$ — составляющие напряжений от собственного веса грунта;
τ — среднее касательное напряжение грунта у подошвы фундамента;
$\tau_{пр.\,р}$ — среднее касательное напряжение грунта у подошвы фундамента, при котором сооружение приходит в состояние предельного равновесия;
$k_з$ — коэффициент запаса устойчивости;
t — время;
S — конечная осадка фундамента;
S_t — осадка фундамента через время t после приложения нагрузки;
γ — объемный вес грунта;
$\gamma_в$ — удельный вес воды;
ε — коэффициент пористости грунта;
ε_1, ε_2 — коэффициенты пористости грунта соответственно в начале и конце расчетного участка компрессионной кривой;
ε_0 — начальный коэффициент пористости (коэффициент пористости грунта природного сложения);
μ — коэффициент Пуассона;
ξ — коэффициент бокового давления;
φ — угол внутреннего трения;
$\operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент сдвига;
c — удельная сила сцепления;
E — модуль деформации грунта;
δ — коэффициент консолидации;
$k_ф$ — коэффициент фильтрации;
a — коэффициент уплотнения.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. **Общие указания** 3
2. **Расчеты несущей способности оснований и устойчивости возводимых на них жестких сооружений. (Общие указания)** . . . . . —
3. **Расчеты несущей способности однородных оснований и устойчивости возводимых на них жестких сооружений** 5
   Виды деформаций основания и расчетные случаи сдвига сооружения . . . —
   Расчеты по схеме плоского сдвига . . . . . —
   Расчеты по схеме смешанного сдвига 7
   Расчеты по схеме глубинного сдвига 8
4. **Расчеты несущей способности неоднородных оснований и устойчивости возводимых на них жестких сооружений** . . . . . —
5. **Расчеты осадок гидротехнических сооружений** 9
   Общие указания . . . . . —
   Расчеты напряжений в основаниях 10
   Расчет конечных осадок сооружений 11
   Расчет нестабилизированных осадок сооружений 15
6. **Расчетные характеристики грунтов оснований** 18

Приложение I. Графоаналитический метод расчета сопротивляемости основания сдвигу в случаях смешанного или глубинного сдвига (метод ВНИИГа) 20

Приложение II. Построение компрессионных кривых с учетом разуплотнения . 22

Буквенные обозначения 23

gost.e-ecolog.ru