ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
ГОССТРОЙ СССР

СНиП II-16-76

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Заменен СН и П 2.02.02-85 с 01.01.87
пост № 219 от 12.12.85
БСТ 3-86 с. 11.

Глава 16

Основания гидротехнических сооружений

Москва 1977

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

СНиП II-16-76

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Глава 16

Основания гидротехнических сооружений

Утверждены
постановлением Государственного комитета Совета Министров СССР по делам строительства
от 24 августа 1976 г. № 139

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1977

УДК [69+627.8:624.15.04](083.75)

Глава СНиП II-16-76 «Основания гидротехнических сооружений» разработана ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, институтом Гидропроект им. С. Я. Жука Минэнерго СССР, Гипроречтрансом Минречфлота РСФСР, Ленморниипроектом Минморфлота с участием Ленинградского политехнического института им. М. И. Калинина Минвуза РСФСР и Одесского института инженеров морского флота Минморфлота.

С введением в действие настоящей главы с 1 июля 1977 г. утрачивает силу глава СНиП II-Б.3-62 «Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования».

Редакторы — инж. *Е. А. Троицкий* (Госстрой СССР), кандидаты техн. наук *Д. Д. Сапегин, Р. А. Ширяев* и инж. *Т. Ф. Липовецкая* (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева Минэнерго СССР); инж. *С. Ф. Живетин* (Гидропроект им. С. Я. Жука Минэнерго СССР) и инж. *М. А. Орлова* (Гипроречтранс Минречфлота РСФСР).

С $\frac{30213-369}{047(01)-77}$ Инструкт.-нормат., 1 вып. — 1.1—77

© Стройиздат, 1977

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Строительные нормы и правила	СНиП II-16-76
	Основания гидротехнических сооружений	Взамен главы СНиП II-Б.3-62

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Нормы настоящей главы должны соблюдаться при проектировании оснований гидротехнических сооружений (речных, морских и мелиоративных систем).

Примечание. При проектировании оснований гидротехнических сооружений, в том числе предназначенных для строительства в сейсмических районах, в условиях распространения вечномерзлых, просадочных, легководорастворимых грунтов и карста, следует соблюдать также нормы и правила, предусмотренные другими нормативными документами.

1.2. Основания гидротехнических сооружений следует проектировать на основе:

результатов инженерно-геологических изысканий и исследований, содержащих данные о структуре и физико-мехаических характеристиках отдельных зон массива грунта;

опыта возведения гидротехнических сооружений в аналогичных инженерно-геологических условиях строительства;

данных, характеризующих возводимое гидротехническое сооружение (тип, конструкция, размеры, порядок возведения, действующие нагрузки, воздействия, условия эксплуатации и т. д.);

местных условий строительства;

результатов технико-экономического сравнения обоснованных вариантов проектных решений и принятия оптимального варианта, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и материала возводимого сооружения при наименьших приведенных затратах.

1.3. Для обеспечения эксплуатационной надежности, долговечности и экономичности гидротехнических сооружений проектом должны быть предусмотрены:

оценка инженерно-геологических условий площадки строительства с составлением инженерно-геологической модели основания;

оценка несущей способности основания и устойчивости сооружения;

оценка местной прочности основания;

оценка устойчивости естественных и искусственных склонов и откосов;

определение величин перемещений сооружения вследствие деформируемости основания;

определение напряжений на контакте сооружения с основанием;

оценка фильтрационной прочности основания, противодавления воды и фильтрационного расхода;

разработка инженерных мероприятий, способствующих повышению несущей способности, уменьшению перемещений и обеспечению требуемой долговечности сооружения и его основания.

1.4. Нагрузки и воздействия на основания должны определяться расчетом, исходя из совместной работы сооружения и основания в соответствии с требованиями главы СНиП по основным положениям проектирования речных гидротехнических сооружений и главы СНиП по нагрузкам и воздействиям на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).

1.5. Расчеты оснований гидротехнических сооружений следует производить по двум группам предельных состояний:

по первой группе (по непригодности к эксплуатации) — расчеты общей устойчивости системы сооружение — основание и фильтрационной прочности основания;

по второй группе (по непригодности к нормальной эксплуатации) — расчеты пере-

Внесены Минэнерго СССР	Утверждены постановлением Государственного комитета Совета Министров СССР по делам строительства от 24 августа 1976 г. № 139	Срок введения в действие 1 июля 1977 г.

мещений сооружений, местной прочности оснований и устойчивости естественных склонов.

Примечание. Если потеря устойчивости склонов может привести сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, расчеты устойчивости таких склонов следует производить по первой группе предельных состояний.

1.6. При проектировании оснований основных сооружений I, II и III классов необходимо предусматривать установку контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) для проведения натурных наблюдений за состоянием сооружений и их оснований как в процессе строительства, так и в период их эксплуатации для оценки надежности системы сооружение — основание, своевременного выявления дефектов, предотвращения аварий и улучшения условий эксплуатации. За сооружениями IV класса и их основаниями следует предусматривать визуальные наблюдения.

1.7. При проектировании оснований гидротехнических сооружений кроме требований настоящих норм надлежит выполнять требования глав СНиП по основным положениям проектирования: строительных конструкций и оснований, гидротехнических сооружений речных, гидротехнических сооружений морских, а также главы СНиП по сооружениям мелиоративных систем и главы СНиП по инженерным изысканиям для строительства.

2. ВИДЫ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ И ИХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

2.1. Номенклатуру грунтов оснований гидротехнических сооружений и их физико-механические характеристики следует устанавливать согласно требованиям главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений. Дополнительные данные по физико-механическим характеристикам грунтов, учитывающие специфику проектирования оснований гидротехнических сооружений, приведены в табл. 1.

2.2. При проектировании оснований гидротехнических сооружений в необходимых случаях надлежит определять дополнительно к предусмотренным главой СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений следующие физико-механические характеристики грунтов:

коэффициент фильтрации $k_ф$;

показатели фильтрационной прочности грунтов (критические градиенты $I_к$ и критические скорости фильтрации $V_к$);

содержание водорастворимых солей и органических веществ;

коэффициент вязкости и параметры ползучести;

модуль трещиноватости $M_т$;

ширину трещин;

характеристики плотности заполнителя трещин;

скорости распространения продольных V_p и поперечных V_s волн в массиве;

удельное водопоглощение q;

коэффициент поперечного расширения μ.

Примечания: 1. Нормативные и расчетные значения прочностных (φ, c, R_c), деформационных (E, V_p, V_s) и фильтрационных ($k_ф$, q, $I_к$, $V_к$) характеристик устанавливаются в соответствии с требованиями настоящих норм, а остальных характеристик — в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений.

2. В дальнейшем тексте настоящих норм, за исключением специально оговоренных случаев, под термином «характеристики грунтов» следует понимать не только механические, но и физические характеристики грунтов.

2.3. Нормативные значения характеристик грунтов $A^н$ должны устанавливаться на основе результатов полевых и лабораторных исследований. За нормативные значения всех характеристик принимаются их средние статистические величины.

Расчетные значения характеристик грунтов A определяются по формуле

$$A = \frac{A^н}{k_г}, \qquad (1)$$

где $k_г$ — коэффициент безопасности по грунту.

Расчетные значения характеристик грунтов $\operatorname{tg}\varphi$ и c в случаях, оговоренных в пп. 2.5, 2.11 и 2.13 настоящих норм, следует определять также непосредственно методом статистической обработки.

Примечание. Расчетные значения характеристик грунтов $\operatorname{tg}\varphi$, c и γ для расчетов по первой группе предельных состояний обозначаются $\operatorname{tg}\varphi_I$, c_I и γ_I, а для расчетов по второй — $\operatorname{tg}\varphi_{II}$, c_{II} и γ_{II}. Расчетные значения остальных характеристик грунтов (E, $k_ф$, q и др.), принимаемые одинаковыми для обоих видов предельных состояний, индексов не имеют.

Таблица 1

Виды грунтов оснований	Физико-механические характеристики грунтов			
	объемный вес γ, тс/м³	коэффициент пористости e	сопротивление одноосному растяжению в водонасыщенном состоянии R_p, кгс/см²	модуль деформации $E \cdot 10^{-3}$, кгс/см²
А. Скальные				
Скальные (при временном сопротивлении одноосному сжатию $R_c \geqslant 50$ кгс/см²): изверженные (граниты, диориты, порфириты, и др.), метаморфические (гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы, мраморы и др.), осадочные (известняки, доломиты и песчаники)	От 2,5 до 3,1	Менее 0,01	10 и более	Св. 50
Полускальные (при $R_c < 50$ кгс/см²) — осадочные (глинистые сланцы, аргиллиты, алевролиты, песчаники, конгломераты, мелы, мергели, туфы, гипсы и др.)	От 2,2 до 2,65	» 0,2	Менее 10	От 10 до 50
Б. Нескальные				
Крупнообломочные (валунные, галечниковые, гравийные) и песчаные	От 1,4 до 2,1	От 0,25 до 1	—	От 0,05 до 1
Глинистые (супеси, суглинки и глины)	От 1,1 до 2,1	От 0,35 до 4	—	От 0,03 до 1

Примечание. Для полускальных грунтов в зависимости от степени их сохранности, свойств и структурных особенностей методы определения физико-механических характеристик грунтов и расчетов при надлежащем обосновании следует принимать как для нескальных грунтов.

Характеристики нескальных грунтов

2.4. Нормативные значения характеристик нескальных грунтов $tg\varphi^н$ и $c^н$ следует определять по совокупности опытных значений предельных касательных напряжений, полученных для условий, соответствующих периодам строительства и эксплуатации сооружения. Опытные значения следует определять для всех видов нескальных грунтов оснований сооружений I—IV классов лабораторными методами — методом среза или раздавливания (метод раздавливания обязателен для глинистых грунтов с показателем консистенции $I_L > 0{,}5$, слагающих основания сооружений I—II классов), а для сооружений I и II классов дополнительно и полевыми методами: методом сдвига штампов — для бетонных и железобетонных сооружений; методом сдвига целиков — для сооружений из грунтовых материалов; методами пенетрации и вращательного среза — для всех видов сооружений.

Нормативные значения характеристик нескальных грунтов $tg\varphi^н$ и $c^н$ для случаев, когда опытные значения получены по результатам исследований методами среза, сдвига штампов и целиков, следует определять в соответствии с требованиями ГОСТ 20522—75 «Грунты. Метод статистической обработки результатов определений характеристик». Нормативные значения характеристик грунтов для случаев, когда опытные значения получены по результатам исследований методом раздавливания, следует определять построением прямолинейной зависимости (методом наименьших квадратов) между минимальным σ_3 и максимальным σ_1 главными напряжениями с последующим построением кругов напряжений, прямолинейная огибающая к которым и определит $tg\varphi^н$ и $c^н$.

Нормативные значения характеристик грунтов $tg\varphi^н$ и $c^н$ при применении методов вращательного среза или пенетрации следует принимать как средние арифметические значения результатов частных определений.

2.5. Расчетные значения характеристик нескальных грунтов $tg\varphi_I$ и c_I при использовании результатов исследований, проведенных методами среза, сдвига штампов и целиков, а также методами вращательного среза и пенетрации, следует определять в соответствии с требованиями ГОСТ 20522—75, принимая при вычислении $k_г$ одностороннюю доверительную вероятность $\alpha = 0{,}95$. Если

расчетные значения характеристик грунта $tg\varphi_I$ или c_I (при указанной обработке) получаются меньше среднеминимальных, то их значения следует принимать равными $tg\varphi_I = tg\varphi_{ср.мин}$ и $c_I = c_{ср.мин}$ (где $tg\varphi_{ср.мин}$ и $c_{ср.мин}$ — параметры прямой, построенной способом наименьших квадратов по опытным точкам, расположенным ниже средней прямой).

Расчетные значения характеристик грунтов $tg\varphi_I$ и c_I по результатам исследований методом раздавливания следует определять, производя статистическую обработку значений σ_1 и σ_3 по методике, аналогичной методике обработки результатов исследований методом среза, с последующим построением кругов напряжений по найденным расчетным значениям σ_1 и σ_3, прямолинейная огибающая к которым и определит $tg\varphi_I$ и c_I.

Расчетные значения характеристик нескальных грунтов $tg\varphi_{II}$ и c_{II} следует определять по формуле (1) при $k_r = 1$.

Примечание. Для портовых сооружений III и IV классов значения $tg\,\varphi_I$ для песчаных грунтов допускается определять по аналогам.

2.6. Нормативные значения модуля деформации $E^н$ нескальных грунтов следует определять как среднее арифметическое значение данных компрессионных испытаний. Значения $E^н$ допускается принимать по таблицам, приведенным в главе СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений; при этом для сооружений шириной более 20 м значения $E^н$ следует увеличивать в 1,5 раза.

При определении расчетных значений модуля деформации следует принимать коэффициент безопасности по грунту равным единице.

Примечание. При экспериментальном определении расчетных значений E при необходимости надлежит учитывать несоответствие между условиями проведения опытов и натурными условиями.

2.7. Нормативные значения коэффициента фильтрации $k_ф^н$ следует определять как среднее арифметическое значение результатов лабораторных и полевых исследований, полученных в одинаковых условиях. Опыты по определению коэффициента фильтрации следует проводить с учетом возможного изменения напряженного состояния грунтов основания в процессе строительства и эксплуатации сооружения. При определении расчетных значений коэффициента фильтрации следует принимать коэффициент безопасности по грунту равным единице.

Примечание. Для портовых сооружений расчетные значения коэффициента фильтрации допускается принимать по аналогам.

2.8. Расчетные значения осредненного критического градиента напора $I_к^{ср}$ для нескальных грунтов основания следует принимать по табл. 2.

Таблица 2

Виды грунтов оснований	Расчетный осредненный критический градиент напора $I_к^{ср}$
Глины	1,2
Суглинки	0,65
Песок:	
крупный	0,45
средней крупности	0,38
мелкий	0,29

Расчетные значения местного критического градиента напора $I_к$ (в зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф) для суффозионных грунтов надлежит определять на физических моделях или исследованиями в полевых условиях. Для несуффозионных грунтов значения $I_к$ допускается принимать не более 0,3, а при наличии дренажа — не более 0,6.

Характеристики скальных грунтов

2.9. Нормативные и расчетные значения временного сопротивления одноосному сжатию скальных грунтов $R_c^н$ и R_c следует определять в соответствии с требованиями ГОСТ 20522—75, принимая при вычислении k_r нижнюю доверительную границу при односторонней вероятности $\alpha = 0{,}95$.

2.10. Нормативные значения характеристик скальных грунтов $tg\varphi^н$ и $c^н$ определяются как параметры линейной зависимости $\tau_{пр} = \sigma tg\varphi^н + c^н$, построенной методом наименьших квадратов по совокупности опытных предельных значений касательных напряжений, полученных при различных нормальных напряжениях. При этом эксперименты, как правило, следует проводить в полевых условиях методом сдвига бетонных штампов или скальных целиков.

2.11. Расчетные значения характеристик скальных грунтов $tg\varphi_I$ и c_I для расчетов устойчивости сооружений I и II классов следует определять как параметры линейной зависимости, которая аппроксимирует нижнюю

Таблица 3

Виды грунтов оснований	Расчетные значения характеристик скальных грунтов $tg\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ для расчетов									
	местной прочности оснований для поверхностей сдвига, не совпадающих с трещинами и с контактом бетон-скала		устойчивости и местной прочности для поверхностей и площадок сдвига по контакту бетон-скала; устойчивости для поверхностей сдвига в массиве частично по трещинам и по монолиту		устойчивости и местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве по трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, шириной раскрытия, мм					
					менее 2 (в том числе сомкнутые)		2—20		св. 20	
	$tg\varphi_{II}$	c_{II}, кгс/см²	$\frac{tg\varphi_{II}}{tg\varphi_I}:\frac{}{k_{г.\varphi}}$	$\frac{c_{II}}{c_I}:\frac{}{k_{г.с}}$, кгс/см²	$\frac{tg\varphi_{II}}{tg\varphi_I}:\frac{}{k_{г.\varphi}}$	$\frac{c_{II}}{c_I}:\frac{}{k_{г.с}}$, кгс/см²	$\frac{tg\varphi_{II}}{tg\varphi_I}:\frac{}{k_{г.\varphi}}$	$\frac{c_{II}}{c_I}:\frac{}{k_{г.с}}$, кгс/см²	$\frac{tg\varphi_{II}}{tg\varphi_I}:\frac{}{k_{г.\varphi}}$	$\frac{c_{II}}{c_I}:\frac{}{k_{г.с}}$, кгс/см²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Скальные с временным сопротивлением одноосному сжатию $R_c>500$ кгс/см², массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, слаботрещиноватые, невыветрелые	3	40	0,95	4	0,8	1,5	0,7	1	0,55	0,5
Скальные с $R_c>500$ кгс/см², массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, среднетрещиноватые, слабовыветрелые	2,4	25	0,85	3	0,8	1,5	0,7	1	0,55	0,5
Скальные с $R_c=150$—500 кгс/см², массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, сильнотрещиноватые; скальные с $R_c=50$—150 кгс/см², слабовыветрелые, но малопрочные, слаботрещиноватые	2	15	0,75	2	0,7	1	0,65	0,5	0,45	0,2
Полускальные с $R_c<50$ кгс/см², плитчатые, тонкоплитчатые, средне- и сильнотрещиноватые	1,5	3	0,7	1	0,65	0,5	0,5	0,3	0,45	0,2

Примечание. В графах 4—11 принимать $k_{г.\varphi}=1{,}15$ и $k_{г.с}=1{,}8$.

доверительную границу зависимости $\tau_{пр}=\sigma\operatorname{tg}\varphi^{н}+c^{н}$ с односторонней вероятностью $\alpha=0{,}99$. Если при указанной обработке опытных данных получается, что $\operatorname{tg}\varphi_{I}<\frac{\operatorname{tg}\varphi^{н}}{k_{г.\varphi}}$ или $c_{I}<\frac{c^{н}}{k_{г.с}}$, то за расчетные значения характеристик грунтов следует принимать $\operatorname{tg}\varphi_{I}=\frac{\operatorname{tg}\varphi^{н}}{k_{г.\varphi}}$ и $c_{I}=\frac{c^{н}}{k_{г.с}}$ (где $k_{г.\varphi}=1{,}15$ и $k_{г.с}=1{,}8$). Расчетные значения $\operatorname{tg}\varphi_{II}$ и c_{II} для расчетов местной прочности отдельных областей основания сооружений для площадок, совпадающих с плоскостями трещин или контакта сооружения с основанием, а также для расчетов устойчивости склонов сооружений I и II классов, следует принимать равными их нормативным значениям ($k_{г.\varphi}=k_{г.с}=1$).

В остальных случаях расчетные значения $\operatorname{tg}\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ следует принимать по табл. 3.

Примечания: 1. Для оснований сооружений I и II классов при простых инженерно-геологических условиях на предварительных стадиях проектирования расчетные значения характеристик грунта $\operatorname{tg}\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ допускается принимать по табл. 3.

2. При определении расчетных характеристик грунта $\operatorname{tg}\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ по экспериментальным данным надлежит учитывать возможное несоответствие между условиями проведения опытов и натурными условиями.

2.12. Нормативные значения деформационных характеристик скальных грунтов в массиве — модуля деформации $E^{н}$, коэффициента поперечного расширения $\mu^{н}$; скорости распространения продольных и поперечных волн $V_p^{н}$ и $V_s^{н}$ следует определять как средние арифметические значения результатов, полученных в отдельных испытаниях при одинаковых условиях. При этом испытания для определения $V_p^{н}$ и $V_s^{н}$ выполняются в полевых условиях динамическими (сейсмоакустическими) методами, а для определения $E^{н}$ и $\mu^{н}$ — методами статического обжатия грунтов основания.

2.13 Расчетные значения модуля деформации скального грунта E для всего основания или отдельных его участков надлежит определять по нормативным значениям скоростей распространения волн $V_p^{н}$ (или $V_s^{н}$) при использовании корреляционной связи этих характеристик с модулем деформации E. Эта связь для оснований сооружений I и II классов принимается как линия регрессии (соответствующая наименьшему среднеквадратичному отклонению) отдельных сопряженных величин V_p (или V_s) и E, полученных при параллельных статических (штамповых) и динамических (сейсмоакустических или ультразвуковых) испытаниях грунта в одних и тех же «точках» массива. Для оснований сооружений III и IV классов указанная корреляционная связь определяется на основе обобщения данных испытаний для аналогичных инженерно-геологических условий.

Расчетные значения коэффициента поперечного расширения μ допускается определять по аналогам.

Примечание. Для оснований сооружений I и II классов при простых инженерно-геологических условиях на предварительных стадиях проектирования корреляционную связь V_p (или V_s) с E допускается принимать по аналогам.

2.14. Нормативные значения коэффициента фильтрации $k_{ф}^{н}$ и удельного водопоглощения $q^{н}$ определяются как средние арифметические значения результатов, полученных в отдельных испытаниях при одинаковых условиях. При этом испытания для определения $k_{ф}^{н}$ проводятся в полевых условиях методом опытных откачек воды (для водонасыщенных грунтов) или методом налива воды (для неводонасыщенных грунтов). Для определения $q^{н}$ применяется метод нагнетания воды в изолированные участки скважин.

При проектировании подземного контура сооружений за расчетное значение коэффициента фильтрации $k_{ф}$ следует принимать нормативное значение, а при оценке местной фильтрационной прочности основания (при выходе потока в нижний бьеф и др.) — наибольшее значение $k_{ф}$, полученное в опытах.

2.15. Критические скорости фильтрации $V_{к}$ в трещинах скальных оснований при ширине их раскрытия более 1 мм следует принимать по табл. 4. При ширине раскрытия трещин менее 1 мм величины критических скоростей не нормируются.

Таблица 4

Грунты, заполняющие трещины скального основания	Критическая скорость фильтрации $V_{к}$, см/с
Глины	50
Суглинки	30
Супеси с $I\geqslant 0{,}03$	15

2.16. Массивы скальных и полускальных грунтов по степени трещиноватости, водопроницаемости, деформируемости, выветрелости и по нарушению сплошности характеризуются данными, приведенными в прил. 1.

2.17. По степени деформируемости, прочности и водопроницаемости в различных направлениях массивы скальных и полускальных грунтов следует считать изотропными при коэффициенте анизотропии не более 1,5 и анизотропными при коэффициенте анизотропии более 1,5.

3. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

3.1. Для обеспечения устойчивости сооружения, системы сооружение — основание и склонов (массивов) необходимо производить расчет оснований по несущей способности. При этом следует выполнять условие

$$n_c N_p \leqslant \frac{m}{k_н} R, \qquad (2)$$

где N_p и R — расчетные значения соответственно обобщенной сдвигающей (или опрокидывающей) силы и силы предельного сопротивления;

$k_н$ и n_c — соответственно коэффициенты надежности и сочетания нагрузок, принимаемые согласно требованиям главы СНиП по основным положениям проектирования речных гидротехнических сооружений;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 5.

Таблица 5

Типы сооружений и виды оснований	Коэффициент условий работы m
Бетонные и железобетонные сооружения на полускальных и нескальных основаниях	1
Бетонные и железобетонные сооружения на скальных основаниях:	
а) для поверхностей сдвига, проходящих по трещинам в массиве основания	1
б) для поверхностей сдвига, проходящих по контакту бетон — скала или в массиве основания частично по трещинам, частично по монолиту	0,95
Арочные плотины и другие распорные сооружения на скальных основаниях	0,75
Портовые сооружения на всех видах оснований	1,15
Естественные и искусственные откосы и склоны	1

Примечание. В необходимых случаях при надлежащем обосновании, кроме приведенных в таблице коэффициентов, принимаются дополнительные коэффициенты условий работы, учитывающие особенности конструкций сооружений и их оснований.

Примечания: 1. При расчете устойчивости скальных склонов по второй группе предельных состояний $k_н$ и n_c принимаются равными единице.

2. При расчете устойчивости сооружений на основное сочетание нагрузок, действующих в период ремонта, допускается коэффициент n_c принимать равным 0,95.

3.2. При определении расчетных нагрузок коэффициенты перегрузки следует принимать согласно требованиям главы СНиП по основным положениям проектирования речных гидротехнических сооружений.

Примечания: 1. Коэффициенты перегрузки следует принимать одинаковыми для всех проекций равнодействующей сил.

2. Для всех нагрузок от грунта (вертикального давления от веса грунта, бокового давления грунта, давления наносов), определяемых с применением расчетных значений характеристик грунтов $\operatorname{tg}\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$, $\gamma_{I,II}$, коэффициенты перегрузки принимаются равными единице.

3.3. Устойчивость плотин из грунтовых материалов следует рассчитывать в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию плотин из грунтовых материалов.

Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях

3.4. Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях надлежит производить по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов.

Перечисленные схемы сдвига могут иметь место как при поступательной форме сдвига, так и при сдвиге с поворотом в плане.

Для сооружений, основанием которых являются естественные или искусственные откосы или их гребни, необходимо также рассматривать схему общего обрушения откоса вместе с расположенным на нем сооружением.

3.5. При расчете устойчивости шпунтовых конструкций следует рассматривать схему поворота шпунта в незаанкерованной стенке относительно точки, расположенной на оси шпунта ниже поверхности дна, в заанкерованной стенке — относительно точки крепления анкерных устройств, а также схему сдвига или поворота анкерных опор. При этом силу предельного сопротивления сдвигу необходимо определять методами теории предельного равновесия с учетом сил трения в месте контакта грунта с элементами конструкции.

3.6. Расчет устойчивости сооружений только по схеме плоского сдвига следует производить для оснований, сложенных песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами, при выполнении условия

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{макс}}{B\gamma_I} \leqslant Б, \qquad (3)$$

а также для оснований, сложенных пластичными, туго- и мягкопластичными глинистыми грунтами при выполнении, кроме условия (3), следующих условий:

$$\operatorname{tg}\psi_I = \operatorname{tg}\varphi_I + \frac{c_I}{\sigma_{ср}} \geqslant 0{,}45; \qquad (4)$$

$$C_v^0 = \frac{k_\Phi (1+e)\, t_0}{a\gamma_W h_0^2} \geqslant 4, \qquad (5)$$

В формулах (3)—(5):

N_σ — число моделирования;

$\sigma_{макс}$ — максимальное нормальное напряжение в угловой точке подошвы сооружения;

B — размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе (без учета длины анкерного понура);

γ_I — объемный вес грунта основания (когда основание находится ниже уровня грунтовых вод, величина объемного веса принимается с учетом взвешивания);

$Б$ — безразмерный критерий, принимаемый равным трем для всех грунтов, кроме плотных песков, для которых он принимается равным единице. Для всех грунтов оснований сооружений I и II классов величину $Б$ следует уточнять по результатам экспериментальных исследований;

$\operatorname{tg}\psi_I$ — расчетное значение коэффициента сдвига;

$\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I — обозначения те же, что и в п. 2.3 настоящих норм;

$\sigma_{ср}$ — среднее нормальное напряжение в подошве сооружения;

C^0_v — коэффициент степени консолидации;

k_Φ — коэффициент фильтрации;

e — коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;

t_0 — время возведения сооружения;

a — коэффициент уплотнения;

γ_W — удельный вес воды;

h_0 — расчетная толщина консолидируемого слоя, принимаемая равной толщине слоя глинистого грунта h_1 (но не более B). Если глинистый грунт отделен от подошвы сооружения недренирующим слоем толщиной h_2, следует принимать $h_0 = h_1 + h_2$ (но не более B).

Примечания: 1. Указания настоящего пункта не распространяются на расчеты портовых сооружений, основания которых сложены глинистыми грунтами.

2. Указания настоящего пункта не распространяются на случаи, когда особенности конструкции сооружения и геологического строения основания, а также характер распределения нагрузок предопределяют глубинный сдвиг.

3.7. 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 линию пересечения верховой грани сооружения с основанием;

при наличии в подошве сооружения верхового и низового зубьев при глубине заложения верхового зуба, равной или большей низового — плоскость, проходящую через подошву зубьев, а также горизонтальную плоскость сдвига, проходящую по подошве верхового зуба; если глубина заложения низового зуба больше 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 заложения низового зуба);

при наличии в основании сооружения каменной постели — плоскость сдвига, проходящую по контакту сооружения с постелью и постели с грунтом; при наличии у каменной постели зуба следует рассматривать также наклонные плоскости или ломаные поверхности, проходящие через постель или зуб.

3.8. При расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига (без поворота) при горизонтальной плоскости сдвига величины $R_{пл}$ и $N_р$ следует определять по формулам:

$$R_{пл} = P\operatorname{tg}\varphi_I + m_1 E_{п.н} + F c_I; \qquad (6)$$

$$N_р = T_в + E_{а.в} - T_н, \qquad (7)$$

где $R_{пл}$ — расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге;

P — сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая противодавление);

$\operatorname{tg}\varphi_I$, c_I — характеристики грунта по поверхности сдвига;

m_1 — коэффициент условий работы, учитывающий зависимость пассивного давления грунта от величины горизонтального смещения сооружения, принимаемый по результатам экспериментальных исследований; при отсутствии таких исследований значение m_1 принимается: для всех видов сооружений (кроме портовых) 0,7, для портовых 1;

$E_{п.н}$ и $E_{а.в}$ — соответственно расчетные значения горизонтальных составляющих пассивного давления грунта со стороны низовой грани сооружения и активного давления грунта с верховой стороны, определяемые по главе СНиП на проектирова-

ние подпорных стен, шлюзов, судоподъемников, рыбопропускных и рыбозащитных сооружений;

F — горизонтальная проекция площади подошвы сооружения, в пределах которой учитывается сцепление;

N_p — расчетное значение сдвигающей силы;

$T_в$ и $T_н$ — суммы горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил, действующих соответственно со стороны верховой и низовой граней сооружения, за исключением активного давления грунта.

Примечания: 1. В случае наклонной плоскости сдвига при определении $R_{пл}$ и N_p все силы проектируются на эту плоскость и на нормаль к ней.

2. Для вертикально и наклонно-слоистых оснований $\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I следует определять как средневзвешенное значение характеристик грунтов всех слоев с учетом перераспределения нормальных контактных напряжений между слоями пропорционально их модулям деформации.

3. Для портовых сооружений под верховой гранью понимается грань сооружения со стороны территории, под низовой — грань сооружения со стороны акватории; под терминами верхний и нижний бьефы — соответственно территория и акватория.

4. Для портовых сооружений I и II классов величины $\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I по контакту сооружения с каменной постелью и постели с грунтом следует определять по результатам экспериментальных исследований. На предварительных стадиях проектирования для портовых сооружений I и II классов, а также во всех случаях для сооружений III и IV классов, величины $\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I по контакту сооружение — каменная постель и постель — грунт основания допускается определять по аналогам.

5. В расчетах портовых сооружений отпор с низовой стороны следует учитывать только при сдвиге сооружений по контакту постель — грунт основания.

3.9. В случае, если расчетная сдвигающая нагрузка N_p приложена с эксцентрицитетом $e_{N_p} \geqslant 0{,}05\sqrt{LB}$, расчет устойчивости сооружений следует производить по схеме плоского сдвига с учетом его поворота в плане — в плоскости подошвы (L и B — размеры сторон прямоугольной подошвы сооружения). Величины эксцентрицитета e_{N_p} и силы предельного сопротивления сдвигу при плоском сдвиге с поворотом $R_{пл.п}$ следует определять

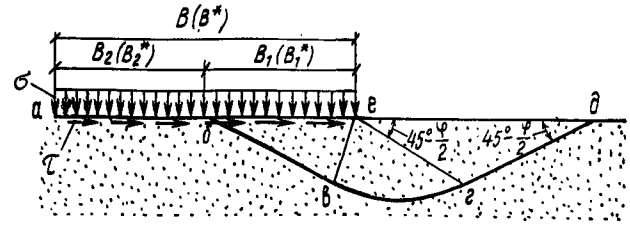

Рис. 1. Схема расчета несущей способности основания и устойчивости сооружения при смешанном сдвиге

аб — участок плоского сдвига; *бе* — участок сдвига с выпором; *бвгдб* — зона выпора

по указаниям, приведенным в прил. 2 к настоящим нормам. Допускается также применение любого другого обоснованного метода расчета, удовлетворяющего условиям равновесия в предельном состоянии.

3.10. Расчет устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига следует производить для сооружений на однородных основаниях во всех случаях, если не соблюдаются условия, приведенные в п. 3.6 настоящих норм. При этом сопротивление основания сдвигу следует принимать равным сумме сопротивлений на участках плоского сдвига и сдвига с выпором (рис. 1). Сила предельного сопротивления при расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига $R_{см}$ при поступательной форме сдвига определяется по формуле

$$R_{см} = (\sigma_{ср} \operatorname{tg}\varphi_I + c_I) B_2 L + \tau_{пр} B_1 L, \qquad (8)$$

где $\sigma_{ср}$, $\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I — обозначения те же, что и в п. 3.6 настоящих норм;

B_1 и B_2 — соответственно расчетные значения ширины участков подошвы сооружения, на которых происходит сдвиг с выпором и плоский сдвиг;

$\tau_{пр}$ — предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором, определяемое в соответствии с указаниями прил. 3 к настоящим нормам;

L — размер стороны (длина) прямоугольной подошвы сооружения, перпендикулярной сдвигающей силе.

Значения B_1 следует определять в зависимости от величины $\sigma_{ср} = \dfrac{P}{BL}$ по графикам, приведенным на рис. 2. При эксцентрицитете e_p нормальной силы P в сторону нижнего бьефа в формуле (8) вместо B, B_1 и B_2 следует принимать B^*, B_1^* и B_2^* (где $B^* = B - 2e_p$, а $B_1^* = B_1 \dfrac{B^*}{B}$); эксцентрицитет в сторону верхнего бьефа в расчетах не учитывается.

Примечание. Для портовых сооружений расчеты устойчивости по схеме смешанного сдвига допускается не производить.

3.11. При смешанном сдвиге с поворотом в плане величина предельной сдвигающей силы принимается равной $\alpha_п R_{см}$, где $\alpha_п$ — коэффициент, определяемый по рис. 2 прил. 2 настоящих норм; $R_{см}$ — обозначение то же, что и в п. 3.10 настоящих норм.

3.12. Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига следует производить:

для сооружений на однородных и неодно-

родных основаниях, несущих только вертикальную нагрузку;

при невыполнении требований п. 3.6 настоящих норм для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки и расположенных на неоднородных основаниях, а для портовых сооружений и на однородных основаниях.

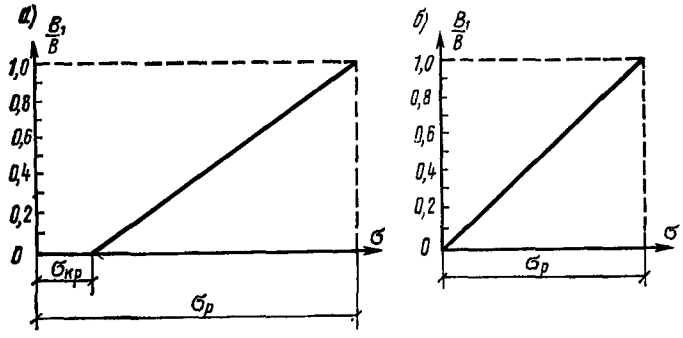

Рис. 2. Графики для определения ширины участка подошвы сооружения B_1, на котором происходит сдвиг с выпором грунта основания

а — для грунтов с коэффициентом сдвига $\operatorname{tg}\varphi_I > 0{,}45$; *б* — то же, $\operatorname{tg}\varphi_I \leqslant 0{,}45$; $\sigma_р$ — среднее нормальное напряжение грунта в подошве сооружений, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки ($\sigma_р$ определяется по прил. 3 настоящих норм); $\sigma_{кр} = BB\gamma_I$

При наклонных нагрузках следует производить проверку устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига.

3.13. Расчет устойчивости сооружений на однородных и неоднородных основаниях по схеме глубинного сдвига следует производить методами, удовлетворяющими всем условиям равновесия в предельном состоянии.

Допускается применять и другие методы, результаты которых согласуются с результатами расчетов, выполненных методами, удовлетворяющими всем условиям равновесия в предельном состоянии. Расчет устойчивости сооружений на однородных основаниях по схеме глубинного сдвига следует производить по прил. 3 к настоящим нормам.

Примечания: 1. Если поверхность сдвига проходит по контакту двух слоев грунта, за расчетные принимаются характеристики грунта $\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I того слоя, при которых величина силы предельного сопротивления сдвигу наименьшая.

2. Для портовых сооружений расчет устойчивости по схеме глубинного сдвига допускается производить методами, отличающимися от указанных и проверенными многолетним опытом проектирования, строительства и эксплуатации таких сооружений. При этом допускается значения обобщенных сил определять при коэффициентах перегрузки и безопасности по грунту, равных единице.

3.14. При расчете устойчивости сооружений на основаниях, сложенных глинистыми грунтами со степенью влажности $G \geqslant 0{,}85$ и коэффициентом степени консолидации $C_v^0 < 4$ (см. п. 3.6 настоящих норм), следует учитывать степень их консолидации, принимая характеристики грунта $\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I, соответствующие его нестабилизированному состоянию, или вводя в расчет поровое давление при характеристиках грунта, соответствующих его стабилизированному состоянию.

Расчет устойчивости сооружений на скальных основаниях

3.15. При расчете устойчивости сооружений на скальных основаниях и скальных склонов следует рассматривать схемы сдвига по плоским или ломаным поверхностям.

При ломаной поверхности сдвига возможны две схемы: схема продольного сдвига (вдоль ребер ломаной поверхности) и схема поперечного сдвига (поперек ребер). При этом следует рассматривать статически и кинематически возможные схемы потери устойчивости сооружения и нарушения прочности основания.

3.16. При расчете устойчивости сооружений и скальных склонов по схеме продольного сдвига при плоской или ломаной поверхности сдвига величины $N_р$ и R необходимо определять по формулам:

$$N_р = T; \qquad (9)$$

$$R = \sum_{i=1}^{n} \left(P_i \operatorname{tg}\varphi_{I,II}^{i} + c_{I,II}^{i}\,\omega_i \right) + m_2 E_н, \qquad (10)$$

где $N_р$ и R — обозначения те же, что и в формуле (2);

T — активная сдвигающая сила (составляющая равнодействующей расчетной нагрузки в направлении сдвига);

n — число участков поверхности сдвига, назначаемое с учетом неоднородности основания по прочностным и деформационным свойствам;

P_i — равнодействующая нормальных напряжений, возникающих на i-м участке рассматриваемой поверхности сдвига от расчетных нагрузок;

$\operatorname{tg}\varphi'_{I,II}$, $c'_{I,II}$ — расчетные значения характеристик скальных грунтов по i-му участку поверхности сдвига, определяемые в соответствии с требованиями п. 2.11 настоящих норм;

ω_i — площадь i-го участка поверхности сдвига;

m_2 — коэффициент условий работы, определяемый в соответствии с требованиями п. 3.17 настоящих норм;

$E_н$ — сила сопротивления упорного массива скальных грунтов или обратных засыпок из нескального грунта со стороны низовой грани расчетного участка сооружения, определяемая в соответствии с требованиями п. 3.17 настоящих норм.

3.17. При расчетах устойчивости сооружений и скальных склонов по схеме продольного сдвига силу сопротивления $E_н$ и коэффициент условий работы m_2 при значениях характеристик $\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I и модуля деформации грунта засыпки (упора) меньше, чем для основания на 20% и более, следует определять как силу активного давления $E_н = E_{а.н}$, а коэффициент $m_2 = 1$. В остальных случаях следует принимать $E_н = E_{п.н}$ и $m_2 = m_1$ (где $E_{п.н}$ и m_1 определяются согласно требованиям п. 3.8 настоящих норм).

3.18. Расчет устойчивости сооружений и скальных склонов по схеме поперечного сдвига следует производить, расчленяя призму обрушения на взаимодействующие элементы, по методам, удовлетворяющим условиям предельного равновесия призмы обрушения.

Когда призма обрушения сложена массивными малотрещиноватыми скальными грунтами и в ее пределах нет крупных единичных нарушений (разломов, крупных тектонических трещин, зон дробления и др.), необходимо производить расчет ее устойчивости, рассматривая призму обрушения как сплошное твердое тело, по методам, удовлетворяющим условиям равновесия в предельном состоянии.

3.19. При расчете устойчивости сооружений и скальных склонов по схеме сдвига с поворотом в плане следует учитывать возможное уменьшение величин сил сопротивления сдвигу R против сил, устанавливаемых в предположении поступательного движения. При этом корректировку величин R допускается производить в соответствии с требованиями прил. 2 к настоящим нормам.

3.20. Для оценки устойчивости сооружений I и II классов на скальных основаниях при сложных инженерно-геологических условиях в дополнение к расчету, как правило, необходимо производить исследования на моделях.

4. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ

4.1. Для обеспечения фильтрационной прочности (общей и местной) грунтов основания, определения противодавления фильтрующей воды и фильтрационного расхода необходимо производить фильтрационные расчеты оснований гидротехнических сооружений.

4.2. Расчет общей фильтрационной прочности нескальных оснований следует производить по формуле

$$I^{ср} \leqslant \frac{I_к^{ср}}{k_н}, \qquad (11)$$

где $I^{ср}$ — осредненный градиент напора в расчетной области фильтрации;

$I_к^{ср}$ — осредненный расчетный критический градиент напора, принимаемый по табл. 2 п. 2.8 настоящих норм;

$k_н$ — коэффициент надежности, определяемый в соответствии с требованиями главы СНиП по основным положениям проектирования речных гидротехнических сооружений.

Значение $I^{ср}$ для оснований сооружений I и II классов высотой более 10 м (на всех стадиях проектирования, кроме предварительных) следует определять по результатам исследований методом электрогидродинамических аналогий (ЭГДА), на аналоговых вычислительных машинах (АВМ) или по точным решениям гидродинамики. В остальных случаях значения $I^{ср}$ допускается определять приближенными расчетными методами коэффициентов сопротивления, фрагментов, удлиненной контурной области и др.

4.3. Расчет местной фильтрационной прочности нескальных оснований следует производить в зонах выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, на границе неоднородных грунтов или в дренажные устройства по формуле

$$I \leqslant I_к, \qquad (12)$$

где I — местный градиент напора в зонах выхода фильтрационного потока, определяемый расчетами по методам, указанным в п. 4.2 настоящих норм;

$I_к$ — местный критический градиент напора, определяемый в соответствии с требованиями п. 2.8 настоящих норм.

4.4. Расчет местной фильтрационной прочности скальных оснований следует производить по формуле

$$V \leqslant V_к, \qquad (13)$$

где V — скорость фильтрации в трещинах скального основания;

$V_к$ — критическая скорость фильтрации в трещинах скального основания, принимаемая по табл. 4 настоящих норм.

Величину V следует определять как частное от деления фильтрационного расхода воды в данном направлении на суммарное живое сечение трещин в плоскости, перпендикулярной этому направлению.

4.5. Фильтрационный расход воды в основании, а также фильтрационное противодавление следует определять расчетами по методам, указанным в п. 4.2 настоящих норм.

5. РАСЧЕТ МЕСТНОЙ ПРОЧНОСТИ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

5.1. Расчет местной прочности скальных оснований гидротехнических сооружений следует производить для установления необходимости разработки мероприятий, предотвращающих возможное нарушение противофильтрационных устройств, для учета при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружений и для учета достижения предела местной прочности при расчетах напряженно-деформированного состояния сооружения и основания.

Расчет местной прочности следует производить по второй группе предельных состояний только для оснований сооружений I класса при основном сочетании нагрузок.

5.2. При расчете местной прочности скальных оснований необходимо рассматривать следующие условия:

$$\sigma_2 > 0; \qquad (14)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)\sin\beta\cos\beta < (\sigma_1 \sin^2\beta + \sigma_3\cos^2\beta)\operatorname{tg}\varphi_{II} + c_{II}, \qquad (15)$$

где σ_1, σ_2 и σ_3 — соответственно максимальное, среднее и минимальное главные напряжения от нормативных нагрузок в расчетном сочетании (сжимающим напряжениям соответствует знак плюс);

β — острый угол между площадкой сдвига и направлением главного напряжения σ_1;

$\operatorname{tg}\varphi_{II}$ и c_{II} — расчетные характеристики грунта, определяемые в соответствии с требованиями п. 2.11 настоящих норм.

Условие (14) следует выполнять во всех указанных в п. 5.1 случаях, а условие (15) — в этих же случаях, но только при $\sigma_3 < 0$. Если $\sigma_3 \geqslant 0$, то условие (15) надлежит выполнять лишь при оценках прочности основания, производимых при расчетах напряженно-деформированного состояния основания и при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружения.

5.3. Проверку выполнения условия (15) следует производить для следующих расчетных направлений площадок:

а) совпадающих с имеющимися в массиве основания системами трещин;

б) совпадающих с плоскостью контакта сооружения с основанием;

в) не совпадающих ни с контактами, ни с трещинами.

Для площадок, указанных в подпунктах «а» и «б», значения угла β следует принимать равными фактическим острым углам между этими площадками и направлением главного напряжения σ_1. При этом условие (15) необходимо проверять для всех имеющихся в данной точке основания систем трещин.

При проверке прочности массива по площадкам, указанным в подпункте «в», значения угла β следует определять по формуле

$$\beta = 45° - \frac{\varphi_{II}}{2}. \qquad (16)$$

Примечание. Если проверка местной прочности скальных оснований производится по площадкам сдвига, совпадающим с трещинами, ориентация которых с достаточной достоверностью не установлена, то угол β допускается определять по формуле (16).

5.4. При определении напряжений σ_1, σ_2 и σ_3 в формулах (14) и (15) надлежит применять методы механики сплошной среды. При этом основание совместно с сооружением следует рассматривать как систему из линейно-деформируемых тел, на контакте между которыми выполняются условия равновесия и равенства (неразрывности) деформаций.

При надлежащем обосновании допускается схематизация системы сооружение — основание, позволяющая решать плоскую задачу теории упругости применительно к одному или к нескольким плоским сечениям. При этом поверхность основания может быть принята плоской, а тело основания — однородным, либо состоящим из некоторого числа однородных областей, либо имеющим непрерывно изменяющиеся характеристики.

При необходимости следует учитывать естественный рельеф поверхности основания, объемный характер его работы, а также детализировать распределение механических характеристик основания.

Если при определении напряжений (при указанных предпосылках) в некоторых областях основания обнаружится невыполнение условий (14) и (15), рекомендуется произвести уточнение решения задачи. Такое решение может производиться с использованием нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями или путем видоизменения геометрии сечения за счет исключения из рассмотрения указанных областей.

При определении напряженного состояния основания могут быть использованы теоретические и экспериментальные методы, точность которых соответствует степени детализации геометрии и механических свойств системы сооружение — основание.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

6.1. Контактные напряжения (нормальные и касательные напряжения по контакту бетонное или железобетонное сооружение — основание) необходимо определять для применения их в расчетах прочности конструкций и сооружений, а также в расчетах оснований по несущей способности и деформациям.

6.2. Для сооружений на скальных основаниях контактные напряжения следует определять по формулам внецентренного сжатия, а в необходимых случаях для сооружений I и II классов — по результатам расчетов напряженного состояния системы сооружение — основание в соответствии с требованиями п. 5.4 настоящих норм.

6.3. Для сооружений на нескальных основаниях контактные напряжения следует определять в соответствии с требованиями пп. 6.7—6.16 настоящих норм.

Примечание. Для портовых сооружений (за исключением шпунтовых конструкций) контактные напряжения необходимо определять по формулам внецентренного сжатия или по теории упругости с учетом пластических деформаций.

6.4. В шпунтовых конструкциях контактные напряжения следует определять в зависимости от деформативности системы стена — грунт с учетом уплотнения грунта в пределах сжимаемой толщи. При расчете прочности шпунта уплотнение грунта в пределах сжимаемой толщи допускается учитывать введением коэффициента условий работы, принимаемого по табл. 6.

Таблица 6

Виды грунтов основания	Коэффициент пористости грунта e	Коэффициент условий работы		
		при забивке или вибропогружении шпунта		при погружении шпунта с подмывом
		металлического	железобетонного	
Песчаные	$e \leqslant 0{,}6$	1,1	1,2	1,1
	$e > 0{,}6$	1,15	1,25	1,15
Глинистые	$e \leqslant 0{,}7$	1,1	1,2	—
	$e > 0{,}7$	1,15	1,25	—

6.5. При определении контактных напряжений необходимо учитывать конструктивные особенности сооружения, последовательность его возведения и вид основания.

В целях уменьшения расчетных усилий в конструкциях или в элементах сооружения при проектировании следует рассматривать возможность создания оптимального распределения контактных напряжений, предусматривая уплотнение отдельных зон основания и соответствующий порядок возведения сооружения.

6.6. При определении контактных напряжений для сооружений на нескальных основаниях следует учитывать их показатель гибкости $t_{1(2)}$, определяемый:

а) при расчете протяженного сооружения по схеме, соответствующей условиям плоской деформации:

в направлении длины сооружения

$$t_1 = \frac{\left(1-\mu_1^2\right)\pi E b l^3}{\left(1-\mu^2\right) 4 E_1 J}; \qquad (17)$$

в направлении ширины сооружения

$$t_1 = \frac{\left(1-\mu_1^2\right)\pi E \delta b^3}{\left(1-\mu^2\right) 4 E_1 J}; \qquad (18)$$

б) при расчете сооружения по схеме, соответствующей условиям пространственной задачи

$$t_2 = \frac{\pi E l^3 b}{D\left(1-\mu^2\right)}, \qquad (19)$$

В формулах (17)—(19):

μ и μ_1 — соответственно коэффициенты поперечного расширения грунта основания и материала сооружения;

E и E_1 — соответственно модули деформаций грунта основания и упругости материала сооружения;

b, l — соответственно полуширина и полудлина подошвы сооружения;

J — момент инерции соответствующего сечения сооружения;

δ — ширина расчетного элемента по длине подошвы сооружения, равная 1 м;

D — цилиндрическая жесткость фундаментной плиты сооружения.

Определение контактных напряжений для сооружений на однородных нескальных основаниях

6.7. Нормальные контактные напряжения для жестких сооружений I—IV классов, рассчитываемые по схеме, соответствующей условиям плоской деформации, необходимо определять в зависимости от формы подошвы сооружения и вида грунта основания следующим образом:

а) если основание сложено несвязными грунтами с относительной плотностью $D \leqslant 0{,}5$, а подошва сооружения плоская или близкая к плоской — по формулам внецентренного сжатия и по методу «экспериментальных эпюр», приведенному в прил. 4 к настоящим нормам; при надлежащем обосновании допускается при расчете прочности сооружений применять эпюры, построенные только по одному из указанных методов;

б) если основание сложено связными или несвязными грунтами с относительной плотностью $D > 0{,}5$ при плоской подошве сооружения или подошва сооружения имеет ломаное очертание при любой величине относительной плотности — по формулам внецентренного сжатия и по методу теории упругости с условным ограничением глубины сжимаемого слоя до $0{,}3\ B$ для песчаных грунтов и $0{,}7\ B$ — для глинистых грунтов. Толщину сжимаемого слоя допускается уточнять при наличии экспериментальных данных.

Примечание. Для сооружений III и IV классов, возводимых на несвязных грунтах, и IV класса — на связных грунтах, допускается определять нормальные контактные напряжения только по формулам внецентренного сжатия.

6.8. В расчетах прочности сооружений следует принимать обе эпюры контактных напряжений, определяемые в соответствии с требованиями *п. 6.7а или п. 6.7б. Если при* этом изгибающие моменты, вычисленные по каждой из указанных пар эпюр, имеют разные знаки, то при расчете прочности сооружения они уменьшаются на 10% суммы их абсолютных величин, а если одинаковые знаки, то больший изгибающий момент уменьшается на 10% разности этих величин.

6.9. Нормальные контактные напряжения, рассчитываемые по схеме, соответствующей условиям пространственной задачи, необходимо определять в соответствии с требованиями п. 6.7б настоящих норм.

6.10. При определении контактных напряжений с учетом гибкости сооружений допускается применять метод коэффициента постели и метод теории упругости с условным ограничением глубины сжимаемой толщи. При этом сооружение в зависимости от его конструкции рассматривается как балка или как рама на упругом основании. Жесткость балки или элементов рамы следует определять с учетом возможности образования трещин в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

Примечания: 1. При расчете сложных пространственных сооружений (зданий ГЭС, голов шлюзов и др.) вместо решения пространственной задачи допускается использовать решения плоской задачи, рассматривая независимо два взаимно перпендикулярных направления.

2. Расчет сооружений в направлении их ширины при наличии в них участков различной гибкости следует производить с учетом переменной жесткости.

6.11. Касательные контактные напряжения, возникающие под воздействием сдвигающих сил при плоской подошве сооружения (или близкой к ней), следует принимать пропорциональными нормальным контактным напряжениям, определенным методами внецентренного сжатия, коэффициента постели *или «экспериментальных эпюр».*

Для методов коэффициента постели и внецентренного сжатия допускается принимать их равномерно распределенными в тех случаях, когда они обусловливают более неблагоприятное напряженное состояние сооружения.

При определении касательных контактных напряжений в случае необходимости следует учитывать влияние ломаного очертания подошвы сооружения на их распределение. Касательные контактные напряжения, *обусловленные воздействием вертикальных* сил, при расчетах прочности сооружений, как правило, не учитываются.

Определение контактных напряжений для сооружений на неоднородных нескальных основаниях

6.12. Нормальные контактные напряжения, действующие по подошве сооружений на неоднородных основаниях, допускается определять так же как и для однородных, но с учетом их перераспределения, обусловленного неоднородностью основания.

При определении контактных напряжений по формулам внецентренного сжатия учет неоднородности основания следует производить в соответствии с требованиями пп. 6.13—6.15, в остальных случаях — в соответствии с требованиями п. 6.16.

6.13. Определение нормальных контактных напряжений с учетом неоднородности оснований производится следующим образом:

а) при наличии в основании слоев переменной толщины или при наклонном залегании слоев следует в пределах толщи основания, равной 0,5 B, привести неоднородное основание к условному однородному основанию с переменной толщиной сжимаемого слоя $H_{усл}$ и постоянным для всего основания модулем деформации $E_{усл}$. При этом толщина слоя условного однородного основания $H_{усл}$ в каждом вертикальном сечении в пределах ширины подошвы сооружения определяется из условия равенства осадок неоднородного основания и принятого условного однородного основания;

б) при наличии в основании включений в виде линз их влияние на характер эпюры контактных напряжений допускается производить методами теории упругости;

в) при горизонтальном (или близком к нему) расположении в основании слоев грунта постоянной толщины неоднородность основания не учитывается.

6.14. Нормальные контактные напряжения по подошве сооружения, расположенного на условном однородном основании, определяются из условий равенства нулю суммы действующих на него активных и реактивных сил и суммы моментов этих сил относительно любой точки. При этом величины нормальных контактных напряжений σ_x в точках с координатами x определяются по формулам:

$$\sigma_x = \frac{E_{усл}}{H_{усл}} S_x ; \qquad (20)$$

$$S_x = S_0 + x \operatorname{tg} \omega, \qquad (21)$$

где $E_{усл}$ и $H_{усл}$ — обозначения те же, что и в п. 6.13 настоящих норм;

S_x — осадка в точке x;

S_0 — осадка в сечении, проходящем через начало координат (за начало координат принимается одна из крайних точек подошвы сооружения);

ω — угол крена сооружения.

6.15. При неоднородном основании с вертикальными и крутопадающими слоями, выклинивающимися под подошвой сооружения, величины контактных напряжений следует принимать пропорционально модулям деформации грунта каждого слоя. В пределах одного слоя изменение напряжений принимается линейным.

6.16. При определении контактных напряжений по методам «экспериментальных эпюр», коэффициента постели и теории упругости учет неоднородности основания производится следующим образом.

При неоднородном основании, сложенном вертикальными или наклонными слоями, определяется эпюра нормальных контактных напряжений в соответствии с пп. 6.14 и 6.15, по которой находится самоуравновешенная эпюра. Затем самоуравновешенная эпюра прибавляется к эпюре, вычисленной соответствующим методом для однородных грунтов.

При неоднородном основании, сложенном горизонтальными слоями, неоднородность основания не учитывается.

Примечание. Самоуравновешенная эпюра — эпюра, характеризующая перераспределение напряжений на отдельных участках подошвы, обусловленное неоднородностью грунта. Суммарные напряжения этой эпюры с учетом знака равны нулю.

7. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ И ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

7.1. Расчет оснований сооружений и тела плотин из грунтовых материалов по деформациям необходимо производить для ограничения перемещений сооружений (осадок, горизонтальных смещений, кренов и т. п.) такими пределами, при которых гарантируются нормальные условия эксплуатации сооружения в целом или отдельных его частей (конструкций) и обеспечивается требуемая долговечность, а также для назначения строительного подъема сооружений.

Примечание. Результаты расчета по деформациям следует использовать для оценки соответствия характера работы сооружения в натуре проектным предпосылкам.

7.2. При расчете основания и тела плотин из грунтовых материалов по деформациям следует, как правило, принимать расчетные значения нагрузок и характеристик грунтов с коэффициентами перегрузки n и безопасности по грунту $k_г$, равными единице, за исключением расчета оснований анкерных опор, который следует производить по расчетным нагрузкам с учетом соответствующих коэффициентов перегрузки и безопасности по грунту. При выборе характеристик грунтов для расчета осадок сооружений I и II классов следует, как правило, учитывать нелинейность связи между напряжениями и деформациями грунтов, вязкие свойства скелета глинистых грунтов, а также возможные изменения характеристик в процессе строительства и эксплуатации сооружений.

7.3. Расчет нескальных оснований и тела плотин из грунтовых материалов (по осадкам, горизонтальным смещениям и кренам) следует производить исходя из условий:

$$\left.\begin{aligned} S &\leqslant S_{пр};\\ U &\leqslant U_{пр};\\ \omega &\leqslant \omega_{пр}, \end{aligned}\right\} \qquad (22)$$

где S, U и ω — соответственно величины конечных осадок, горизонтальных смещений сооружений и кренов (наклонов), определяемые расчетом согласно требованиям пп. 7.9—7.21 настоящих норм;

$S_{пр}$, $U_{пр}$ и $\omega_{пр}$ — соответственно предельные величины осадок, горизонтальных смещений и кренов, устанавливаемые проектом.

Примечание. При проектировании сооружений I и II классов следует предусматривать ограничение величин поворотов сооружений вокруг вертикальной оси.

7.4. При определении предельных величин $S_{пр}$, $U_{пр}$ и $\omega_{пр}$ необходимо учитывать: допускаемую разность осадок между секциями сооружений и отдельными его частями, в том числе между ядром и боковыми призмами, и допускаемый крен (наклон) сооружения; величины осадок и горизонтальных смещений, при которых исключается возможность появления недопустимых для нормальной эксплуатации сооружений трещин, а также обеспечивается нормальная эксплуатация связанных с сооружением коммуникаций.

7.5. Для сооружения, длина которого превышает ширину более чем в три раза, расчет осадок и горизонтальных смещений следует, как правило, производить для условий плоской деформации, в остальных случаях — для условий пространственной задачи. Для сооружения, площадь подошвы которого велика, а толщина сжимаемого слоя грунта в два раза или более меньше ширины подошвы, допускается расчет перемещений сооружения производить для условий одноразмерной задачи.

7.6. При расчете перемещений сооружений, расположенных на нескальных грунтах, следует определять значения:

конечных перемещений (стабилизированных), соответствующих полному уплотнению грунта основания и тела плотины из грунтовых материалов;

перемещений в различные периоды времени (нестабилизированных), соответствующих незавершенному процессу уплотнения глинистого грунта основания при коэффициенте степени консолидации $C_v^0 < 4$, а также перемещений, обусловленных ползучестью грунтов основания. При этом следует учитывать последовательность возведения сооружения и заполнение водохранилища.

7.7. Расчетную толщину сжимаемого слоя H_a основания, сложенного из нескальных грунтов, при определении осадок методом суммирования следует определять для каждой расчетной вертикали из условия, чтобы напряжения от внешней нагрузки на границе сжимаемого слоя не превышали величины $0{,}5\ H_a\gamma_п$ (где $\gamma_п$ принимается с учетом взвешивания ниже уровня грунтовых вод).

При залегании несжимаемых грунтов в пределах H_a глубина сжимаемого слоя ограничивается кровлей этого грунта.

Осадку сооружений допускается также определять с учетом изменения модулей деформации по глубине.

Расчетную толщину сжимаемого (смещаемого) слоя H_c для расчета горизонтальных смещений следует принимать равной $0{,}4\ (B+l_a)$ (где B — ширина подошвы сооружения; l_a — длина анкерного понура).

Примечание. Для портовых сооружений толщина сжимаемого слоя при определении горизонтальных смещений принимается равной длине призмы выпора.

7.8. Для гравитационных портовых сооружений при эксцентрицитете $e_p \leqslant {}^1/_5 B$ допускается расчет по деформациям не производить, если соблюдено условие

$$p_{ср} \leqslant R_д, \qquad (23)$$

где $p_{ср}$ — среднее давление на грунт основания от действующих нагрузок с учетом веса постели.

$R_д$ — давление на грунт основания, определяемое по формуле

$$R_д = m_1 [A_1 (B + 2h_п) \gamma_{II} + A_2 (d + h_п) \gamma'_{II} + D c_{II}], \quad (24)$$

где m_1 — коэффициент условий работы, принимаемый при строительстве «насухо» для водонасыщенных пылеватых песков $m_1 = 0{,}8$, для других грунтов $m_1 = 1$; при строительстве «в воду» для пылеватых песков $m_1 = 0{,}7$, для других грунтов $m_1 = 0{,}9$;

A_1, A_2, D — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 7 в зависимости от значения φ_{II} грунта основания;

B — ширина подошвы сооружения;

$h_п$ — толщина постели под гранью сооружения со стороны акватории;

γ_{II}, γ'_{II} — объемный вес соответственно грунтов основания и материала постели;

d — заглубление подошвы сооружения от отметки проектного дна;

c_{II} — удельное сцепление грунта, залегающего под подошвой постели.

Примечания: 1. При толщине постели менее 0,3 м вместо условия (23) следует соблюдать условие $p_{макс} = 1{,}2R_д$.

2. В расчетах портовых сооружений по деформациям осадка постели не учитывается.

Таблица 7

Расчетные значения угла внутреннего трения грунта основания φ_{II}, град	Коэффициенты		
	A_1	A_2	D
0	0	1	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,1	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,05	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,9
28	0,98	4,93	7,4
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,8
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,5	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

Расчет осадок нескальных оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов

7.9. Расчет осадок сооружений на нескальных основаниях следует производить для двух видов оснований:

первого — для оснований, сложенных несвязными грунтами, а также связными грунтами при $C_v^0 \geqslant 4$;

второго — для оснований, сложенных связными грунтами при $C_v^0 < 4$, а также грунтами, обладающими свойствами ползучести.

При расчете осадок плотин из грунтовых материалов необходимо принимать условия, аналогичные указанным для расчета осадок оснований сооружений.

7.10. Конечную осадку сооружений S, расположенных на основании (однородном и неоднородном), сложенном несвязными грунтами, а также связными грунтами при $C_v^0 \geqslant 4$ (первый вид), следует определять:

а) для случая пространственной задачи — по методу послойного суммирования в пределах сжимаемого слоя H_a по формуле

$$S = 0{,}8 \frac{E_{ср}}{E_{пр}} \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_i h_i}{E_i}, \quad (25)$$

где $E_{ср}$ и $E_{пр}$ — соответственно средний и приведенный модули деформации всего сжимаемого слоя, определяемые в соответствии с прил. 7 к настоящим нормам;

n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания;

σ_i — нормальное напряжение в середине i-го слоя основания от нагрузок и пригрузок, определяемое в соответствии с прил. 5 к настоящим нормам;

h_i — толщина i-го слоя;

E_i — модуль деформации i-го слоя, определяемый в соответствии с прил. 7 к настоящим нормам.

Осадку тела плотин из грунтовых материалов следует определять также методом послойного суммирования, при этом в формуле (25) величина $0{,}8 \frac{E_{ср}}{E_{пр}}$ принимается равной 1;

б) для плоской деформации основания плотин из грунтовых материалов — методом послойного суммирования, а для оснований бетонных и железобетонных сооружений —

методом послойного суммирования или по формуле

$$S = \frac{1-\mu^2}{\pi E_{пр}} (p_0 k_c + p_{пр} k_п), \qquad (26)$$

где μ — коэффициент поперечного расширения грунта основания;

k_c — безразмерный коэффициент осадки от нагрузки на 1 м длины p_0, принимаемый для бетонных и железобетонных сооружений по табл. 8;

$k_п$ — безразмерный коэффициент осадки от пригрузки на 1 м длины $p_{пр}$, принимаемый по табл. 1 прил. 6 к настоящим нормам, как среднее арифметическое величин между значениями $k_п$ при $x=\frac{B_{пр}}{2}$ и $x=\frac{1}{2}(B+B_{пр})$ (где B и $B_{пр}$ — соответственно ширины сооружений и пригрузки);

$E_{пр}$ — обозначение то же, что и в формуле (25);

Таблица 8

Значение H/B	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2,5	3,5	5
Коэффициент k_c	0,72	1,35	1,85	2,29	2,98	3,96	4,57	5,3

H — действительная толщина сжимаемого слоя. Если $H>H_a$, то H следует принимать равной H_a.

в) для случая отдельно стоящего бетонного или железобетонного сооружения при равномерно распределенном давлении на основание сооружения — методом послойного суммирования или по формуле

$$S = m_\alpha \frac{B \sigma_{ср} (1-\mu^2)}{E_{пр}}, \qquad (27)$$

где m_α — коэффициент, принимаемый по табл. 2 прил. 6 к настоящим нормам;

B — ширина подошвы сооружения;

$\sigma_{ср}$ — среднее нормальное напряжение в подошве сооружения;

μ и $E_{пр}$ — обозначения те же, что и в формуле (26).

Примечание. Для сооружений IV класса при любом заглублении их подошвы, а также I—III классов при заглублении подошвы сооружения менее 5 м допускается принимать $E_{пр}=E_{ср}$.

7.11. Конечную осадку сооружений S, расположенных на основании, сложенном связными грунтами при $C_v^0<4$, а также грунтами, обладающими свойствами ползучести (второй вид), следует определять по формуле

$$S = S_1 + S_2, \qquad (28)$$

где S_1 — осадка сооружений к моменту окончания процесса консолидации, определяемая в соответствии с требованиями п. 7.10 настоящих норм;

S_2 — осадка сооружения, вызванная деформациями ползучести грунта основания, величину которой допускается принимать для грунтов при показателе консистенции $0\leqslant I_L\leqslant 0{,}5$ равной 0,35 S_1, а при значениях $I_L>0{,}5$ S_2 определяется по результатам исследований свойств ползучести грунта.

7.12. Осадку сооружений к моменту времени t, к которому процесс консолидации грунта еще не закончен, следует определять по решениям одномерной или плоской задачи консолидации с учетом поэтапности возведения сооружения, степени водонасыщения грунтов основания, изменения коэффициентов фильтрации и плотности в процессе консолидации.

Для предварительных расчетов осадку бетонных и железобетонных сооружений во времени S_t допускается определять по формуле

$$S_t = S_1 (1 - e^{-\rho t}), \qquad (29)$$

где S_1 — осадка сооружения, определяемая в соответствии с требованиями п. 7.10 настоящих норм;

ρ — коэффициент с размерностью $\frac{1}{t}$, принимаемый по графику рис. 3;

t — время в годах;

e — основание натуральных логарифмов.

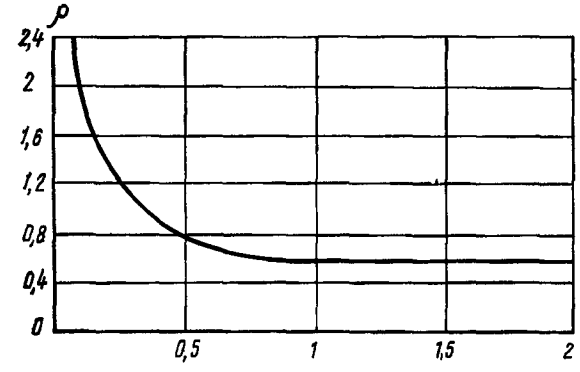

Рис. 3. График для определения коэффициента ρ

H — действительная толщина сжимаемого слоя; B — ширина подошвы сооружения

7.13. Крен (наклон) бетонных и железобетонных сооружений с прямоугольной подошвой в случае однородного и горизонтально слоистого оснований без учета фильтрационных сил следует определять:

а) при внецентренном приложении вертикальной нагрузки:

в направлении большей стороны подошвы сооружения по формуле

$$\operatorname{tg} \omega_L = k_1 \frac{M_L}{L^3} \frac{1-\mu^2}{E_{ср}}; \qquad (30)$$

в направлении меньшей стороны подошвы сооружения по формуле

$$\operatorname{tg}\omega_B = k_2 \frac{M_B}{B^3} \frac{1-\mu^2}{E_{ср}}, \qquad (31)$$

где ω_L и ω_B — углы крена сооружения;
k_1 и k_2 — безразмерные коэффициенты, определяемые по графикам рис. 4;
M_L и M_B — моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно большей и меньшей сторонам прямоугольника;
L и B — соответственно длина и ширина подошвы сооружения;
μ и $E_{ср}$ — обозначения те же, что и в п. 7.10 настоящих норм;

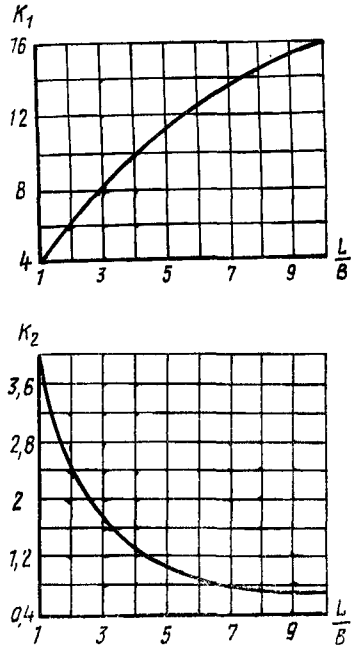

Рис. 4. Графики для определения коэффициентов k_1 и k_2

б) при действии пригрузки для случая плоской деформации по формуле

$$\operatorname{tg}\omega_{пр} = k_3 q \frac{1-\mu^2}{E_{ср}}, \qquad (32)$$

$\omega_{пр}$ — угол крена сооружения от пригрузки;
k_3 — коэффициент, определяемый по графикам рис. 5;
q — интенсивность пригрузки;
μ и $E_{ср}$ — обозначения те же, что и в п. 7.10 настоящих норм.

При определении величины пригрузки (с каждой из сторон сооружения) следует учитывать очередность возведения сооружения и пригрузки. Пригрузка учитывается полностью при любых грунтах основания, если она осуществляется после возведения сооружения.

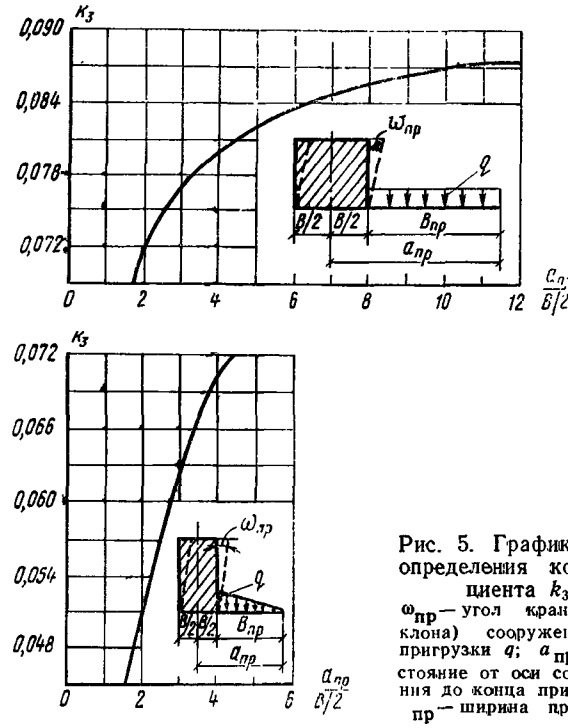

Рис. 5. Графики для определения коэффициента k_3
$\omega_{пр}$ — угол крена (наклона) сооружения от пригрузки q; $a_{пр}$ — расстояние от оси сооружения до конца пригрузки; $B_{пр}$ — ширина пригрузки

Когда пригрузка осуществляется до возведения сооружения, то при расположении сооружения на несвязных грунтах она не учитывается, а на связных грунтах учитывается в размере 50% полного веса пригрузки.

Расчет горизонтальных смещений бетонных и железобетонных сооружений на нескальных основаниях

7.14. Расчет горизонтальных смещений сооружений на нескальных основаниях следует производить для двух видов грунтовых оснований:

первого — для оснований, сложенных несвязными грунтами, а также связными грунтами при $C_v^0 \geqslant 4$;

второго — для оснований, сложенных связными грунтами при $C_v^0 < 4$, а также грунтами, обладающими свойствами ползучести, если касательные напряжения τ в основании

по подошве сооружения больше касательных напряжений порога ползучести $\tau_{II\,lim}$, при этом

$$\tau_{II\,lim} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_{II} + c^{c}_{II}, \qquad (33)$$

где σ — нормальное напряжение в подошве сооружения;

φ_{II} — угол внутреннего трения грунта при соответствующей влажности;

c^{c}_{II} — структурное сцепление.

7.15. Расчет горизонтальных смещений U_1 сооружений, расположенных на основании, сложенном несвязными и связными грунтами при $C^{0}_{v} \geqslant 4$, следует производить по формулам:

для однородных оснований

$$U_1 = \Phi \frac{Q}{2\delta E_c}; \qquad (34)$$

для неоднородных горизонтально-слоистых оснований

$$U_1 = \frac{Q}{2\delta} \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\Phi_i - \Phi_{i-1}}{E_{c_i}} \right); \qquad (35)$$

для неоднородных вертикально-слоистых оснований

$$U_1 = \frac{2(1+\mu)Q}{E_{c_I}\,\delta \left(\frac{E_{c_{II}}}{E_{c_I}} \frac{k_u}{\sqrt{1-\mu}} + \frac{B}{H_c} \right)}. \qquad (36)$$

В формулах (34)—(36):

Φ — функция, определяемая при $m_\Phi = \frac{H_c}{B/2}$,

$$\Phi = (1+\mu)\frac{2}{\pi}\left[(1-\mu)\ln(1+m_\Phi^2) + m_\Phi(3-2\mu)\operatorname{arctg}\frac{1}{m_\Phi}\right];$$

Φ_i — функция Φ, определяемая при $m_{\Phi_i} = \frac{h_i}{B/2}$ (где h_i — глубина залегания подошвы i-го слоя);

Q — горизонтальная сила;

E_c — модуль деформации, определяемый в соответствии с указаниями прил. 7 к настоящим нормам;

B, μ — обозначения те же, что и в п. 7.10 настоящих норм;

E_{c_I}, $E_{c_{II}}$ — модули деформации грунта на участках I и II (рис. 6);

δ — длина расчетного участка;

k_u — безразмерный коэффициент, принимаемый равным для песчаных грунтов 1,1, для глинистых 0,85;

H_c — расчетная толщина смещаемого слоя, принимаемая в соответствии с требованиями п. 7.7 настоящих норм.

7.16. Общее горизонтальное смещение сооружения U для грунтового основания второго вида, определяется по формуле

$$U = U_1 + U_2, \qquad (37)$$

где U_1 — смещение сооружения, определяемое в соответствии с требованиями п. 7.15 настоящих норм;

U_2 — смещение сооружения за счет деформации ползучести грунта основания, которое допускается принимать для грунтов при показателе консистенции $0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}5$ равным 0,35 U_1, а при значениях $I_L > 0{,}5$ — определять по результатам исследований.

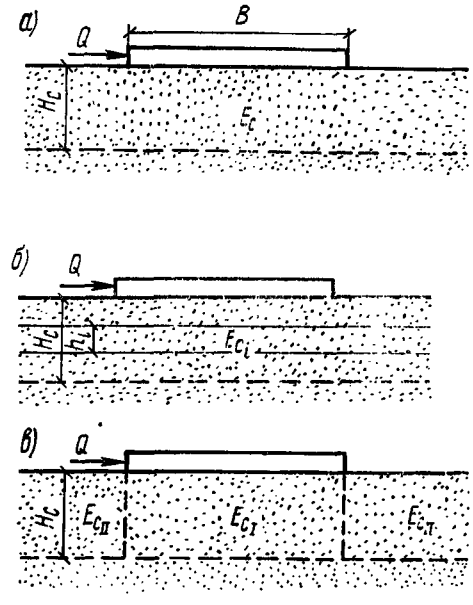

Рис. 6. Схемы к определению горизонтальных смещений сооружений

а — при однородном основании; *б* — при горизонтально-слоистом основании; *в* — при вертикально-слоистом основании; Q — горизонтальная сила; H_c — расчетная толщина смещаемого слоя; E_c, E_{c_i}, E_{c_I}, $E_{c_{II}}$ — модули деформации грунтов смещаемых слоев

7.17. Расчет предельных горизонтальных смещений $U_{пр}$ следует производить по формуле

$$U_{пр} = \frac{2(1+\mu)}{E_H\,\delta\,B} \times Q_{пр}\left(H_{пр} + 0{,}3\,H_a \frac{m_u}{1-m_u}\right), \qquad (38)$$

где $Q_{пр}$ — предельная сдвигающая сила;

μ, δ, B — обозначения те же, что и в п. 7.15 настоящих норм;

$H_{пр}$ — толщина смещаемого слоя к моменту достижения сооружением предельного

состояния, принимаемая равной $H_{пр} = 0{,}4\ B + 0{,}3\ H_a$;

H_a — расчетная толщина сжимаемого слоя;

$E_н$ — модуль деформации грунта основания на глубине H_a;

m_u — безразмерный коэффициент, определяемый по результатам испытаний грунтов методом сдвига штампов, по формуле

$$m_u = \left(1 - \frac{\operatorname{tg}\alpha_2}{\operatorname{tg}\alpha_1}\right)\left(1 - \frac{U_{у.ш}}{U_{пр.ш}}\right), \quad (39)$$

где α_2 — угол наклона кривой зависимости касательных напряжений, соответствующий упруго-пластическому смещению $U_{пр.ш}$ штампа, принимаемый по рис. 7;

α_1 — угол наклона кривой зависимости касательных напряжений, соответствующий упругому смещению $U_{у.ш}$ штампа.

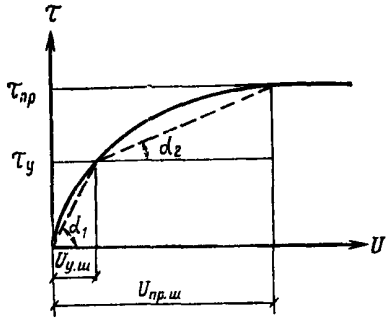

Рис. 7. График к расчету предельных горизонтальных смещений сооружений

$\tau_{пр}$ и $\tau_у$ — касательные напряжения в подошве штампа соответственно при предельных и упругих деформациях

Для предварительных расчетов значения m_u допускается принимать: для песков средней плотности и плотных $m_u = 0{,}7$—$0{,}8$; для глинистых грунтов полутвердой и тугопластичной консистенции $m_u = 0{,}6$—$0{,}7$.

Расчет перемещений бетонных и железобетонных сооружений на скальных основаниях

7.18. Расчет перемещений сооружений, возводимых на скальных основаниях, следует производить, как правило, только для сооружений I класса.

7.19. При выборе расчетной схемы основания должны учитываться его геологическое строение, топография местности, характеристики грунтов и особенности конструкции сооружения.

В зависимости от величины отношения ширины напорного фронта сооружения $B_н$ к напору на сооружение H при расчете перемещений следует рассматривать либо пространственную задачу (при $\frac{B_н}{H} < 5$), либо плоскую (при $\frac{B_н}{H} \geqslant 5$). При этом для расчета перемещений сооружений могут быть применены методы линейной и нелинейной теории упругости. Условная толщина сжимаемого слоя основания в расчетах принимается равной ширине подошвы сооружения B.

На предварительных стадиях проектирования скальное основание допускается рассматривать в виде линейно-деформируемой среды.

7.20. При определении величин перемещений сооружений следует учитывать давление грунта (наносов или засыпки) на ложе водохранилища, объемные фильтрационные силы в основании и нагрузки от сооружения, передаваемые на основание. Площадь в пределах ложа водохранилища, к которой прикладывается нагрузка, в расчетах принимается в виде прямоугольника, одна из сторон которого равна $B_н$, другая — $5B_н$. Допускается заменять объемные фильтрационные силы в основании поверхностными силами давления воды на ложе водохранилища, умножая при этом полученную величину перемещений на коэффициент, принимаемый равным 0,4 при $B_н \leqslant 2{,}5H$ и 0,6 при $B_н \geqslant 5H$; в интервале $2{,}5 < B_н < 5H$ значение этого коэффициента принимается равным 0,5. При расчете перемещений склонов в узких каньонах (при $\frac{B_н}{H} < 2{,}5$) следует учитывать давление воды и грунта на борта каньона, а также вес берегового массива в объеме между уровнем грунтовых вод в бытовом состоянии и их уровнем после заполнения водохранилища до проектной отметки.

Расчет оснований шпунтовых конструкций

7.21. При расчете оснований по деформациям незаанкерованных шпунтовых конструкций (стен) горизонтальное смещение $U_{шп}$ шпунта на уровне проектного дна и угол наклона $\omega_{шп}$ заглубленной части шпунта (рис. 8) следует определять по формулам:

$$U_{шп} = \frac{18\, t_{шп} \Sigma X - 24 \Sigma M}{K'\, t_{шп}^3}; \quad (40)$$

$$\operatorname{tg}\omega_{шп} = \frac{1{,}5\, K'\, t_{шп}^2\, U_{шп} - 3\,\Sigma X}{K'\, t_{шп}^3}. \quad (41)$$

Здесь

$$\Sigma X = X_1 + X_2;$$

$$\Sigma M = M_2 - M_1;$$

X_1 и X_2 — горизонтальные составляющие равнодействующих нагрузок, действующие на 1 м длины стены соответственно выше и ниже проектного дна;

M_1 и M_2 — изгибающие моменты на уровне проектного дна от нагрузок, действующих на 1 м длины стены соответственно выше и ниже проектного дна;

K' — коэффициент, характеризующий изменение коэффициента постели по глубине, принимаемый по табл. 9;

$t_{шп}$ — величина заглубления стены в грунт ниже проектного дна.

Примечание. При слабо- и сильносжимаемых глинистых грунтах основания следует производить расчет деформаций во времени.

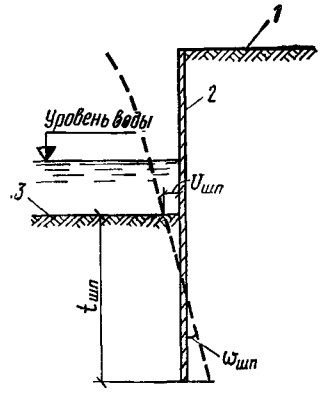

Рис. 8. Схема к расчету оснований по деформациям для незаанкерованных шпунтовых конструкций (стен)

1 — поверхность территории; *2* — шпунт; *3* — проектное дно

Таблица 9

Виды грунтов основания	Значение коэффициента K', тс/м⁴
Текучепластичные глины и суглинки	От 100 до 200
Мягкопластичные глины и суглинки, пластичные супеси и пылеватые пески	Св. 200 » 400
Тугопластичные глины и суглинки, пластичные супеси, пески мелкие и средней крупности	» 400 » 600
Твердые глины и суглинки, твердые супеси, крупные пески	» 600 » 1000
Крупнообломочные грунты, пески гравелистые, твердые глины или супеси (алевриты и т. п.)	» 1000 » 2000

Примечание. Для плотных песков значения K' повышаются на 30%.

7.22. Расчеты деформаций оснований заанкерованных шпунтовых стен допускается не производить, если ограничена величина горизонтального смещения анкерных опор.

7.23. Горизонтальное смещение анкерных опор необходимо определять от действия расчетных нагрузок при соответствующих коэффициентах перегрузки и безопасности по грунту.

Для портовых сооружений горизонтальное смещение $U_{пл}$ вертикальных анкерных плит при отношении их заглубления к высоте более двух следует определять по формуле

$$U_{пл} = \frac{R_{а.пл} + E_{а.г}}{h_{пл} b_{пл} K}, \qquad (42)$$

где $R_{а.пл}$ — расчетная горизонтальная составляющая анкерного усилия, действующего на плиту;

$E_{а.г}$ — расчетная горизонтальная составляющая равнодействующей активного давления грунта на анкерную плиту;

$h_{пл}$ и $b_{пл}$ — соответственно высота и ширина анкерной плиты;

K — коэффициент постели грунта засыпки.

Примечание. Коэффициент постели грунта засыпки следует определять по аналогам. При песчаных грунтах средней плотности и $h_{пл} \geqslant \frac{1}{3} t_{пл}$ коэффициент постели грунта засыпки принимается равным $K = 0{,}8$ кгс/см³ ($t_{пл}$ — заглубление низа плиты от поверхности засыпки).

8. СОПРЯЖЕНИЕ СООРУЖЕНИЙ С ОСНОВАНИЕМ

8.1. При проектировании оснований гидротехнических сооружений необходимо предусматривать мероприятия по сопряжению сооружения с основанием, обеспечивающие устойчивость сооружения, прочность основания (в том числе фильтрационную), надлежащее напряженно-деформированное состояние сооружения и его основания при всех расчетных сочетаниях нагрузок и воздействий. При проектировании сопряжений бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений с основанием, как правило, следует предусматривать заглубление подошвы сооружения, удаление в случае необходимости ослабленных грунтов с поверхности на глубину, ниже которой прочностные и деформационные характеристики грунтов (с учетом необходимого их укрепления) удовлетворяют условиям устойчивости и прочности основания.

Проектирование сопряжений сооружений из грунтовых материалов следует производить

в соответствии с требованиями СНиП по проектированию плотин из грунтовых материалов.

Во всех случаях при проектировании сопряжений сооружений со скальными и нескальными основаниями следует учитывать возможное изменение величин прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик грунтов в процессе возведения сооружения.

8.2. При проектировании скальных оснований сооружений в тех случаях, когда удаление интенсивно выветрелых грунтов не позволяет обеспечить выполнение нормативных требований устойчивости сооружения или его береговых упоров, прочности и деформируемости основания, для уменьшения объемов удаления скального грунта следует рассматривать следующие мероприятия:

снижение противодавления в основании сооружений и дренирование береговых массивов примыканий;

создание уклона в сторону верхнего бьефа на контакте сооружения с основанием;

создание упора в основании со стороны нижнего бьефа;

применение конструкций, обеспечивающих наиболее благоприятное направление усилий и воздействий на основание сооружения;

анкеровку секций сооружения и береговых примыканий;

инъекционное укрепление грунтов основания.

Только при недостаточной эффективности указанных мероприятий должно быть предусмотрено заглубление подошвы сооружения в сохранную зону скальных грунтов.

8.3. Для повышения устойчивости бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений на нескальных основаниях, обеспечения прочности и допускаемых величин осадок и смещений при проектировании сопряжений сооружений с основанием следует предусматривать устройство верхового или низового зубьев, замену ослабленных грунтов грунтами с более высокими физико-механическими характеристиками, дренирование малопроницаемых слоев основания и другие мероприятия.

8.4. Выбор типа и конструкции сопряжения сооружения с основанием следует производить на основе технико-экономических расчетов рассматриваемых вариантов сопряжений и конструкций сооружений с учетом требований, указанных в пп. 8.1—8.3 настоящих норм.

Глубина заложения подошвы сооружений

8.5. Глубину заложения подошвы сооружений следует определять с учетом:

типа и конструктивных особенностей сооружений;

величины и характера нагрузок и воздействий на основание;

геологических условий площадки строительства (строительных свойств грунтов, структуры основания, наличия ослабленных поверхностей — слабых прослоев, зон тектонических нарушений и др.);

топографических условий территории строительства;

гидрогеологических условий (водопроницаемость грунтов, напоры, уровни и агрессивность грунтовых вод и др.);

величины зоны размыва грунтов в нижнем бьефе;

глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов.

8.6. При проектировании сопряжений бетонных и железобетонных сооружений со скальным основанием следует предусматривать:

для однородных оснований — удаление интенсивно выветрелых грунтов (разборный слой), имеющих низкие значения прочностных и деформационных характеристик и слабо поддающихся омоноличиванию из-за наличия глинистого заполнителя в трещинах;

для неоднородных оснований, имеющих крупные разрывные нарушения и зоны глубокого избирательного выветривания, — удаление грунта, объем которого следует принимать на основании результатов анализа напряженного состояния и устойчивости сооружения с учетом возможного укрепления ослабленных зон основания и заделки трещин.

8.7. При проектировании сопряжений бетонных и железобетонных сооружений с нескальным основанием следует предусматривать удаление грунтов растительного слоя, грунтов, содержащих более 5% по весу неразложившихся органических остатков, и др.

8.8. В проекте оснований сооружений должны быть указаны мероприятия, обеспечивающие предотвращение в процессе строительства промерзания, выветривания, разуплотнения и разжижения грунтов, вызываю-

щих ухудшение их строительных свойств, а также исключающие возможность фильтрации напорных вод через дно котлована.

Закрепление и уплотнение грунтов оснований

8.9. Закрепление и уплотнение грунтов основания гидротехнических сооружений следует предусматривать для изменения прочностных и деформационных характеристик грунтов с целью повышения несущей способности оснований, уменьшения осадок и смещений сооружений, а также для обеспечения требуемой проектом их водонепроницаемости и фильтрационной прочности.

8.10. Для улучшения прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик грунтов в проектах при необходимости следует предусматривать закрепление и уплотнение грунтов всего основания или его части (примыкающей к напорной грани, противофильтрационному элементу и т. п.), а также выходов в пределах контура сооружения и основания крупных трещин, тектонических зон и других разрывных нарушений и прослоев ослабленных грунтов.

8.11. При проектировании водоподпорных сооружений I и II классов определение способа и объемов работ по укреплению основания должно обосновываться расчетами, а для сооружений I класса при необходимости и экспериментальными исследованиями напряженно-деформированного состояния сооружения и основания.

Для сооружений III и IV классов на всех стадиях проектирования, а также для сооружений I и II классов на предварительных стадиях проектирования способы и объемы работ по укреплению основания допускается устанавливать по аналогам.

8.12. Закрепление и уплотнение грунтов в основании водоподпорных сооружений, предусматриваемое в проекте с целью уменьшения фильтрации под сооружением или в обход его и устранения опасных последствий фильтрации, должно включать устройство противофильтрационных преград (завес, зубьев, шпунтовых рядов, стен в грунте и др.), а также механическое и инъекционное уплотнение грунта.

Устройство противофильтрационных преград обязательно в тех случаях, когда основание сложено фильтрующими слабоводоустойчивыми и быстрорастворимыми грунтами. При водостойких грунтах устройство завесы должно быть обосновано.

8.13. Глубину и ширину противофильтрационной завесы следует обосновывать расчетом или результатом экспериментальных исследований.

Для скальных оснований водоподпорных сооружений при отсутствии экспериментальных исследований допустимый градиент $I_{доп}$ на завесе допускается устанавливать в зависимости от заданных величин удельного водопоглощения и коэффициента фильтрации в теле завесы по табл. 10.

Таблица 10

Водопроницаемость тела завесы		$I_{доп}$
удельное водопоглощение, л/мин	коэффициент фильтрации, см/с	
Не более 0,05	Не более $1 \cdot 10^{-4}$	15
» » 0,03	» » $6 \cdot 10^{-5}$	20
» » 0,01	» » $1 \cdot 10^{-5}$	30

Для расчета ширины противофильтрационных завес в основаниях из несвязных и несуффозионных грунтов допускается принимать следующие величины градиентов $I_{доп}$: для гравийных и галечниковых грунтов 5; песков крупных и средней крупности 4; мелких песков 2,5.

В случае необходимости защиты водорастворимых пород от воздействия фильтрационного потока величину допускаемого удельного водопоглощения следует обосновывать расчетами или экспериментами, но она не должна превышать 0,01 л/мин.

8.14. На участке сопряжения завесы с подошвой сооружения в целях предотвращения фильтрации в зоне наибольших градиентов напора в проекте следует предусматривать местное усиление завесы путем назначения дополнительных рядов неглубоких скважин, располагаемых у напорной грани сооружения и параллельной основному ряду (или рядам) скважин или в пределах самой завесы.

8.15. Для предотвращения выпора грунта в зоне выхода фильтрационного потока в нижнем бьефе в проекте необходимо предусматривать водопроницаемую пригрузку основания.

Для однородных оснований необходимая толщина пригрузки $t_{пр}$ при отсутствии давления на нее сверху определяется по формуле

$$t_{пр} \geqslant \frac{m_ф h_{ос} - \left[\frac{\gamma_{II\,гр}}{\gamma_w} - (1 - n_{гр})\right] S_{вых}}{\frac{\gamma_{II\,пр}}{\gamma_w} - (1 - n_{пр})}, \quad (43)$$

где $m_ф$ — коэффициент, принимаемый равным 1,25;

$h_{ос}$ — пьезометрический напор на нижнем конце низового шпунта, зуба и т. п.;

$\gamma_{II\,гр}$, γ_w и $\gamma_{II\,пр}$ — объемный вес соответственно грунта основания, воды и пригрузки;

$n_{гр}$, $n_{пр}$ — пористость соответственно грунта основания и пригрузки;

$S_{вых}$ — заглубление низового шпунта или зуба под дно нижнего бьефа.

Если водоподпорное сооружение проектируется на водонепроницаемом (глинистом, суглинистом или илистом) слое грунта небольшой толщины, подстилаемом водопроницаемым грунтом, проверка возможности выпора грунтов основания напорными фильтрационными водами в зоне их выхода в нижнем бьефе является обязательной. В случае, если устойчивость водоупорного слоя окажется недостаточной, надлежит предусматривать дренаж для снижения напора фильтрационного потока в подстилающем водопроницаемом слое или пригрузку основания.

Примечание. Проектирование подземного контура, в том числе противофильтрационных преград и дренажей, должно выполняться в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных плотин и главы СНиП по проектированию плотин из грунтовых материалов.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

КЛАССИФИКАЦИЯ МАССИВОВ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Таблица 1

Классификация по трещиноватости

Степень трещиноватости	Модуль трещиноватости $M_т$
Слаботрещиноватые	Менее 1,5
Среднетрещиноватые	От 1,5 до 5
Сильнотрещиноватые	» 5 » 30
Очень сильнотрещиноватые	Св. 30

Примечание. Модуль трещиноватости $M_т$ — количество трещин на 1 м линии измерения.

Таблица 2

Классификация по водопроницаемости

Степень водопроницаемости	Удельное водопоглощение q, л/мин	Коэффициент фильтрации $k_ф$, м/сут
Практически водонепроницаемые	Менее 0,01	Менее 0,01
Слабоводопроницаемые	От 0,01 до 0,1	От 0,01 до 0,1
Водопроницаемые	» 0,1 » 1	» 0,1 » 1
Сильноводопроницаемые	» 1 » 10	» 1 » 10
Очень сильноводопроницаемые	Св. 10	Св. 10

Таблица 3

Классификация по деформируемости

Степень деформируемости	Модуль деформации в массиве $E \cdot 10^{-3}$, кгс/см²	Скорость продольных упругих волн V_p, м/с
Полускальные грунты		
Сильнодеформируемые	Менее 10	Менее 1500
Слабодеформируемые	От 10 до 20	От 1500 до 2500
Скальные грунты		
Сильнодеформируемые	От 20 до 50	От 2000 до 3500
Среднедеформируемые	» 50 » 100	» 3500 » 4200
Слабодеформируемые	Св. 100	Св. 4200

Таблица 4

Классификация по выветрелости

Степень выветрелости	Коэффициент выветрелости $K_{вс}$*	Коэффициент трещинной пустотности $K_{тп}$**, %
Сильновыветрелые	Менее 0,8	Более 5
Выветрелые	От 0,8 до 0,9	От 2 до 5
Слабовыветрелые	» 0,9 » 1	» 1 » 2
Невыветрелые	1	Менее 1

* $K_{вс}$ — отношение объемного веса выветрелого образца грунта к объемному весу невыветрелого образца того же грунта.

** $K_{тп}$ — объем пустот (трещин) в единице объема массива.

Таблица 5

Классификация по характеру нарушения сплошности массивов

Характер нарушения сплошности массивов	Протяженность нарушения	Мощность зоны дробления разломов и ширина трещин
Разломы I порядка — глубинные, сейсмогенные	Сотни и тысячи километров	Сотни и тысячи метров
Разломы II порядка — глубинные, несейсмогенные и частично сейсмогенные	Десятки и сотни километров	Метры и десятки метров
Разломы III порядка	Единицы и десятки километров	Метры и десятки метров
Разломы IV порядка	Сотни и тысячи метров	Десятки и сотни сантиметров
Мелкие разломы и крупные трещины	Десятки и сотни метров	Десятки сантиметров
Средние трещины	Метры и десятки метров	Миллиметры и сантиметры
Мелкие трещины	Сантиметры и метры	Доли миллиметра и миллиметры

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ ПРИ СДВИГЕ С ПОВОРОТОМ В ПЛАНЕ

1. Расчет устойчивости сооружений следует производить с учетом его поворота в плане (в плоскости подошвы) в случаях, если расчетная сдвигающая сила $N_р$ приложена с эксцентрицитетом $e_{N_р} \geqslant 0{,}05\sqrt{LB}$. При этом поворот сооружения рассматривается относительно точки 0 — центра поворота (рис. 1).

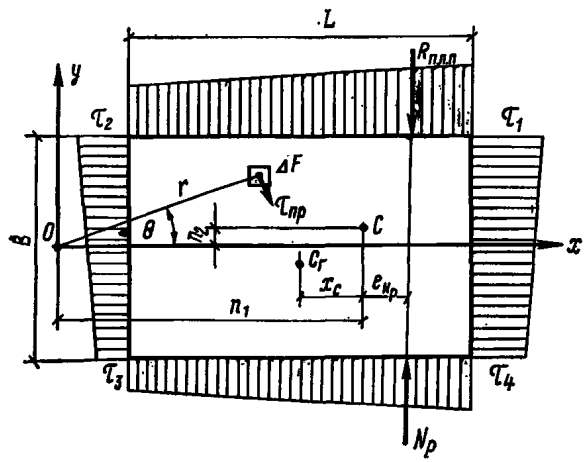

Рис. 1. Схема к расчету устойчивости сооружений неглубокого заложения при плоском сдвиге с поворотом в плане

$C_т$ — центр тяжести подошвы сооружения; C — центр тяжести эпюры распределенных по подошве предельных касательных напряжений; τ_1, τ_2, τ_3, τ_4 — предельные касательные напряжения; $x_c = \dfrac{\Sigma \tau_{пр}\, x\, \Delta F}{\Sigma \tau_{пр}\, \Delta F}$ (в случае линейной зависимости касательных напряжений от координат и прямоугольной формы подошвы сооружения $x_c = \dfrac{L}{6}\,\dfrac{\tau_1-\tau_2}{\tau_1+\tau_2} = \dfrac{L}{6}\,\dfrac{\tau_4-\tau_3}{\tau_4+\tau_3}$

2. При однородном основании и равномерном распределении нормальных напряжений величину эксцентрицитета $e_{N_р}$ расчетной сдвигающей силы $N_р$ следует определять относительно центра тяжести подошвы сооружения $C_т$. При неоднородном основании или неравномерном распределении напряжений величину эксцентрицитета $e_{N_р}$ необходимо определять относительно центра тяжести эпюры распределенных по подошве сооружения предельных касательных напряжений $\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_I + c_I$ (σ, $\operatorname{tg} \varphi_I$, c_I — соответственно нормальное напряжение и характеристики грунта).

Схема к расчету устойчивости сооружений неглубокого заложения при плоском сдвиге с поворотом в плане приведена на рис. 1.

3. При расчете устойчивости сооружений неглубокого заложения с прямоугольным или близким к прямоугольному очертанием подошвы по схеме плоского сдвига с поворотом величину предельной силы сопротивления сдвигу $R_{пл.п}$ следует определять по формуле

$$R_{пл.п} = \alpha_п R_{пл}, \qquad (1)$$

где $\alpha_п$ — безразмерный коэффициент, определяемый по графикам рис. 2;

$R_{пл}$ — предельная сила сопротивления при плоском сдвиге без поворота, определяемая в соответствии с указаниями п. 3.8 настоящих норм.

Предельную силу сопротивления при смешанном сдвиге с поворотом сооружений на нескальных основаниях допускается также определять используя коэффициент $\alpha_п$, полученный по графикам рис. 2.

4. При сложном очертании подошвы сооружения или глубоком его заложении (рис. 3) величина предельной силы сопротивления $R_{пл.п}$ и координаты

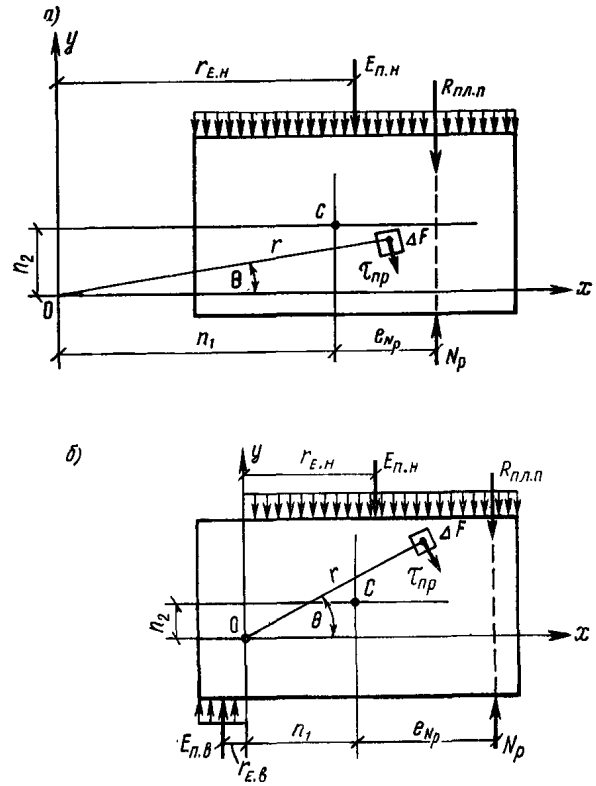

Рис. 3. Схемы к расчету устойчивости сооружений глубокого заложения при плоском сдвиге с поворотом в плане

а — при расположении центра поворота вне подошвы сооружения; *б* — то же, в пределах подошвы сооружения

центра поворота определяются тремя уравнениями равновесия по следующим зависимостям:

$$\Sigma \tau_{пр} \sin\theta\, \Delta F = 0; \qquad (2)$$

$$\Sigma \tau_{пр} \cos\theta\, \Delta F + m_1 E_{п.н} = R_{пл.п}; \qquad (3)$$

$$\Sigma \tau_{пр}\, r\, \Delta F + m_1 E_{п.н}\, r_{Е.н} = R_{пл.п}(n_1 + e_{N_р}), \qquad (4)$$

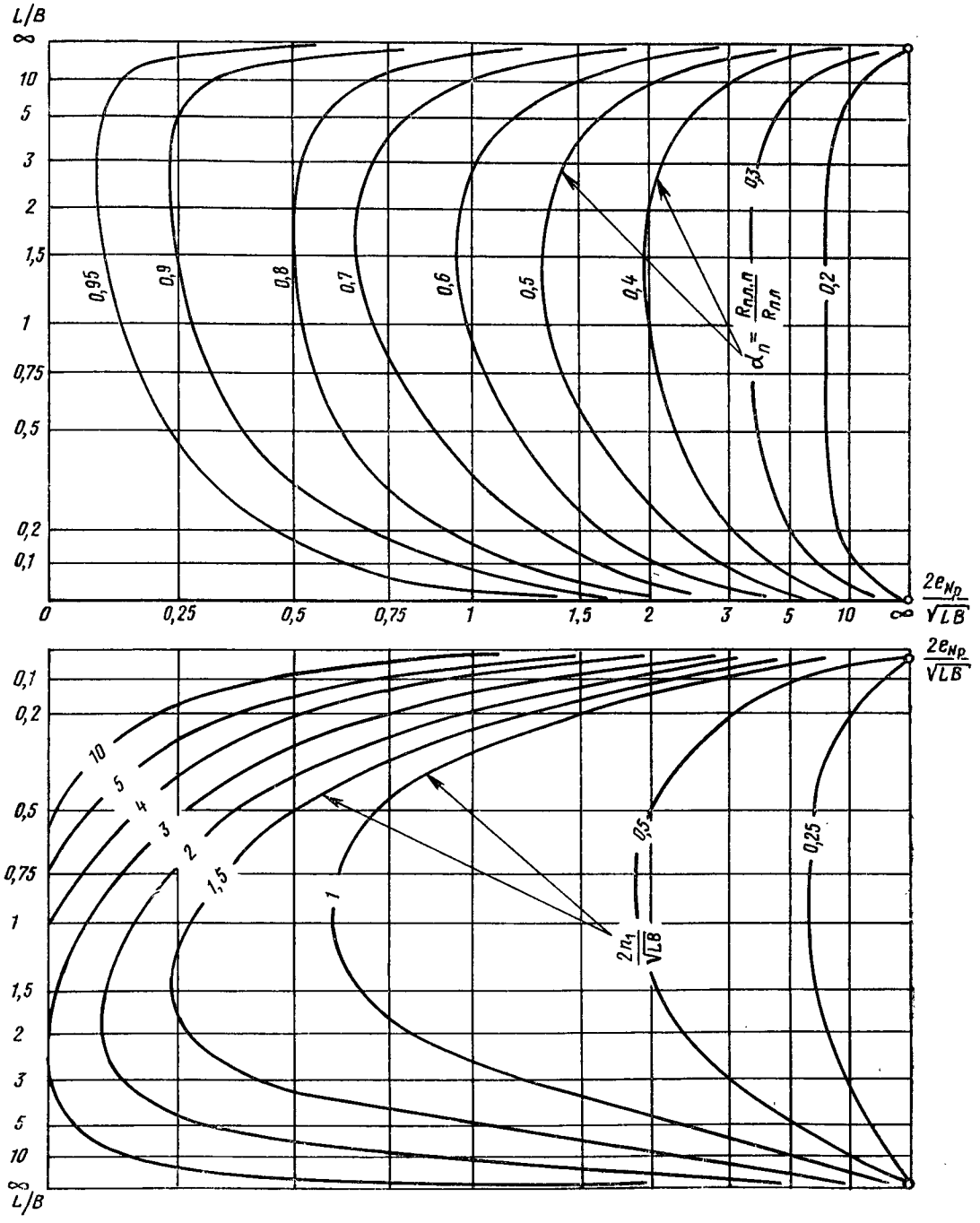

Рис. 2. Графики для определения коэффициента $\alpha_п$ и координаты центра поворота n_1

где $\tau_{пр}$ — предельное касательное напряжение на элементарной площадке ΔF;

θ — угол между радиусом r, проведенным из центра поворота (с которым совмещено начало координат) до центра площадки ΔF, и осью, перпендикулярной направлению действующей силы $N_р$;

m_1 и $E_{п.н}$ — обозначения те же, что и в п. 3.8 настоящих норм;

$r_{E.н}$ — расстояние, определяемое по рис. 3,*а*;

$e_{N_р}$ — эксцентрицитет сдвигающей силы.

Определение предельной силы сопротивления сдвигу $R_{пл.п}$ и координат полюса поворота производится в следующей последовательности. Из зависимостей (3) и (4) исключается величина $R_{пл.п}$ и из полученной системы двух уравнений подбором определяются координаты n_1, n_2, после чего находится величина $R_{пл.п}$.

В случае, когда центр поворота 0 оказывается внутри площади подошвы (при значительном эксцентрицитете $e_{N_р}$) и отпор грунта возникает с обеих сторон сооружения на несовпадающих частях его длины (рис. 3,*б*), вместо зависимостей (3) и (4) необходимо использовать следующие зависимости:

$$\Sigma \tau_{пр} \cos\theta \, \Delta F + m_1 (E_{п.н} - E_{п.в}) = R_{пл.п}; \quad (3')$$

$$\Sigma \tau_{пр} r \, \Delta F + m_1 (E_{п.н} r_{E.н} + E_{п.в} r_{E.в}) = R_{пл.п} (n_1 + e_{N_р}), \quad (4')$$

где $\tau_{пр}$, ΔF, m_1, $E_{п.н}$, r, n_1, $e_{N_р}$ — обозначения те же, что и в формулах (3) и (4);

$E_{п.в}$ — расчетное значение горизонтальной составляющей пассивного давления грунта со стороны верховой грани сооружения;

$r_{E.н}$, $r_{E.в}$ — расстояния, определяемые по рис. 3,*б*.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ ПО СХЕМАМ СМЕШАННОГО ИЛИ ГЛУБИННОГО СДВИГА

1. Для определения силы предельного сопротивления на участке сдвига с выпором следует применять метод теории предельного равновесия. При этом в случае глубинного сдвига от одной вертикальной нагрузки определяется полная сила предельного сопротивления, а в случае смешанного сдвига — только ее часть, отвечающая участку сдвига с выпором и равная $\tau_{пр} \cdot B_1 L$ в соответствии с требованиями п. 3.10 настоящих норм.

2. 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,*а*). Связь между углом наклона к вертикали равнодействующей внешних сил, равной по величине силе предельного сопротивления сдвигу R, и ориентировкой треугольника предельного равновесия определяется углом ϑ, величина которого находится по формуле

$$\vartheta = \frac{1}{2}\left(\arccos\frac{\sin\delta'}{\sin\varphi_I} + \varphi_I - \delta'\right). \quad (1)$$

При определении величины R сцепление грунта по своему действию принимается тождественным приложению внешней равномерно распределенной нагрузки в виде нормального напряжения $n = \dfrac{c_I}{\operatorname{tg}\varphi_I}$, вызывающего во всех точках грунта основания шаровой тензор напряжений, по величине равных n (здесь $\operatorname{tg}\varphi_I$ и c_I — обозначения те же, что и в п. 3.6 настоящих норм). Величина $\tau_{пр}$ для заданных значений B_1 (B_1^*), $\sigma_{гр}$, φ_I, c_I, γ_I (обозначения те же, что и в п. 3.10 настоящих норм) определяется следующим образом. Строится график несущей способности основания $\tau_{пр} = f(\sigma)$ для всей ширины B или расчетной ширины B^* подошвы фундамента (рис. 1,*б*). Построение этого графика производится по ряду значений δ' (от $\delta' = 0$ до $\delta' = \varphi_I$) и соответствующим им значениям ϑ.

По найденному значению ϑ находятся все данные, необходимые для определения размеров призмы обрушения *ABCDE*. Линия *AB* проводится по углу ϑ, линия *EB* — по углу $\alpha = \dfrac{\pi}{2} + \varphi_I - \vartheta$.

Линия *EC* строится по углу $\left(45° - \dfrac{\varphi_I}{2}\right)$ между ней и горизонтальной поверхностью основания. Очер-

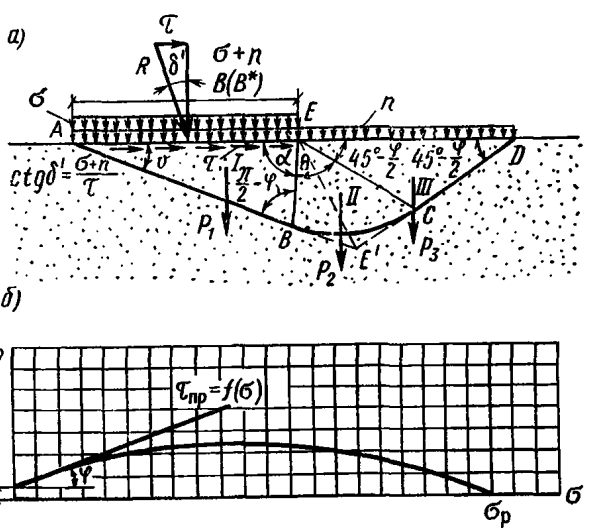

Рис. 1. К расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при глубинном сдвиге

а — расчетная схема; *б* — график несущей способности основания

Значения коэффициентов несущей способности N_γ N_c, N_q и коэффициента K

φ_I	Коэффициенты	Значение δ' в долях от φ_I					
		0	0,1 φ_I	0,3 φ_I	0,5 φ_I	0,7 φ_I	0,9 φ_I
8°	N_γ	0,4089	0,3984	0,3698	0,3037	0,2340	0,1485
	N_c	14,643	14,399	13,855	13,218	12,440	11,356
	N_q	2,0589	2,0237	1,9473	1,8577	1,7484	1,5960
	K	1,4346	1,3590	1,1685	0,9649	0,7253	0,4001
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	1,0908	0,9227	0,7274	0,5182	0,2951
	N_c	14,381	13,921	12,930	11,831	10,571	8,9562
	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	3,8238	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	1,7916	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	5,2491	3,8459
	K	3,0989	2,8514	2,3457	1,8232	1,2707	0,6292

Продолжение

φ_I	Коэффициенты	Значение δ' в долях от φ_I					
		0	0,1 φ_I	0,3 φ_I	0,5 φ_I	0,7 φ_I	0,9 φ_I
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	25,455	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	2,1660	1,4705	0,7051
30°	N_γ	12,394	10,688	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	3,9808	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	5,9502
	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	32,260	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

тание ограничивающей кривой скольжения BC для промежуточной зоны II строится по уравнению логарифмической спирали. Радиус $r = \overline{EC}$ находится по формуле

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi_I}, \qquad (2)$$

где $r_0 = \overline{EB}$, $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_I}{2} + \vartheta$.

Линия CD проводится через точку C под углом $\left(45° - \frac{\varphi_I}{2}\right)$ к горизонтальной поверхности ED.

После определения очертания призмы обрушения находятся веса P_1, P_2, P_3 отдельных ее зон I, II и III

(при наличии сцепления к силе P_3 добавляется нагрузка $n \cdot \overline{ED}$, соответствующая приложенному к поверхности нормальному напряжению n) и определяется величина силы R по формуле

$$R = \frac{P_1 \cos \nu \sin (\rho + \varphi_1 - \nu)}{\cos (\rho - \nu) \sin (\nu + \delta' - \varphi_1)}, \qquad (3)$$

где $$\rho = \operatorname{arctg} \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{-P_1 \operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \nu (Q + P_1 + P_2 + P_3)} \right]; \qquad (4)$$

$$Q = -\frac{P_3}{2} \left[1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \left(45° + \frac{\varphi_1}{2} \right) \right]; \qquad (5)$$

$$\beta = \operatorname{arctg} \frac{r - r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta} + \alpha - \varphi_1 . \qquad (6)$$

В случаях, для которых в таблице настоящего приложения приведены значения коэффициентов несущей способности N_γ, N_c и N_q, а также значения коэффициента K, позволяющего определить длину участка ED на рис. 1,*а* ($ED = KB$), величина R определяется по формуле

$$R = \gamma_1 B^2 N_\gamma + B c_1 N_c + B q N_q , \qquad (7)$$

где γ_1, c_1, B — обозначения те же, что и в п. 3.6 настоящих норм;

q — интенсивность равномерной нагрузки на участке ED призмы выпора.

По найденным значениям R определяются величины σ и $\tau_{пр}$, используемые для построения графика рис. 1,*б*, по формулам:

$$\sigma = \frac{R}{B (B^*)} \cos \delta' - n; \qquad (8)$$

$$\tau_{пр} = \frac{R}{B (B^*)} \sin \delta'. \qquad (9)$$

При наличии в основании фильтрационного потока и необходимости учета фильтрационных сил определение R следует производить графоаналитическим методом путем построения многоугольника сил на базе равнодействующих весов каждой из трех зон призмы обрушения с учетом гидростатического взвешивания и соответствующих суммарных фильтрационных сил, действующих в каждой из них.

Направления 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 σ_p может быть произведено указанным выше методом. При этом построение призмы обрушения производится только для $\delta' = 0$ и $\nu = 45 + \frac{\varphi_1}{2}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ СООРУЖЕНИЙ НА ОДНОРОДНЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ ПО МЕТОДУ «ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ЭПЮР»

Нормальные контактные напряжения по методу «экспериментальных эпюр» определяются:

а) в случае, когда равнодействующая всех внешних сил P проходит через центр подошвы сооружения — по формуле

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{ср} , \qquad (1)$$

где σ_x — нормальное контактное напряжение в точке, находящейся на расстоянии x от центра подошвы сооружения;

$\bar{\sigma}_x$ — относительное нормальное контактное напряжение в соответствующей точке, определяемое по табл. 1 настоящего приложения в зависимости от числа $N\sigma = \frac{\sigma_{ср}}{B \gamma_1}$ (ниже уровня грунтовых вод величину объемного веса следует принимать с учетом взвешивания);

$\sigma_{ср}$ — среднее нормальное контактное напряжение по подошве сооружения $\left(\sigma_{ср} = \frac{P}{BL} \right)$;

Таблица 1

Относительные нормальные контактные напряжения $\bar{\sigma}_x$

$2x/B$	$\bar{\sigma}_x$ при N_σ, равном						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1,0	0	0	0	0	0	0	0

б) в случае внецентренного приложения к основанию равнодействующей внешних сил и отсутствия рас-

тягивающих напряжений по контакту подошвы фундамента с основанием при $\frac{2e_p}{B} \leqslant \frac{1}{3m_к}$ — по формуле

$$\sigma_x = \overline{\sigma_x}\,\sigma_{ср}\left(1 \pm \frac{12e_p x}{B^2} m_к\right), \qquad (2)$$

где σ_x, $\overline{\sigma_x}$ и x — обозначения те же, что и в формуле (1);

e_p — эксцентрицитет приложения нагрузки, нормальной к плоскости подошвы сооружения;

$m_к$ — коэффициент, определяемый по табл. 2 настоящего приложения.

Примечание. При подстановке в формулу (2) величин e_p и x следует учитывать их знак относительно начала координат, принимаемого в центре подошвы сооружения.

Таблица 2

Значения коэффициента $m_к$

Число моделирования N_σ	0,5	1	2	4	6	8	10
Коэффициент $m_к$	1,221	1,295	1,345	1,402	1,464	1,501	1,528

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИИ СООРУЖЕНИЙ И В ПЛОТИНАХ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

1. Напряжения в основаниях гидротехнических сооружений надлежит определять от действия внешних нагрузок и от собственного веса грунта основания.

2. При определении напряжений в основании сооружений от внешних нагрузок эпюра нормальных контактных напряжений определяется по формуле внецентренного сжатия; касательные контактные напряжения принимаются прямопропорциональными нормальным.

Для расчета осадок методом послойного суммирования в соответствии с требованиями пп. 7.10, 7.11 настоящих норм нормальные напряжения под центром подошвы бетонных и железобетонных сооружений определяются по методам теории упругости или в соответствии с указанием прил. 3 главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений; при этом в расчете принимается полное внешнее давление без вычета природного (бытового) давления.

При расчете оснований плотин из грунтовых материалов нагрузку на основание следует определять также методами теории упругости.

3. Напряжения от собственного веса грунта в основании сооружения, ограниченном горизонтальной плоскостью, следует определять по формулам:

а) для однородного по глубине основания

$$\sigma_{z\,б} = \gamma_{II}\, z; \qquad (1)$$

б) для неоднородного по глубине основания

$$\sigma_{z\,б} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_{II_i}\, z_i\,; \qquad (2)$$

в) для однородного и неоднородного основания при действии фильтрационных сил

$$\sigma_{z\,б} = \sum_{i=1}^{n} z_i\,(\gamma_{II_i} - \gamma_W\, I_i\,), \qquad (3)$$

где $\sigma_{z_б}$ — вертикальная составляющая напряжений от собственного веса грунта на глубине z,

γ_{II}, γ_{II_i} — обозначения те же, что и в п. 2.3 настоящих норм (ниже уровня грунтовых вод величина объемного веса грунта принимается с учетом взвешивания);

z и z_i — толщины рассматриваемых слоев;

I_i — среднее значение вертикальной составляющей градиента напора в рассматриваемом слое (при направлении фильтрации вверх — градиент положительный).

Напряжения в теле плотин из грунтовых материалов следует определять методами теории упругости с учетом ее неоднородного строения. На предварительных стадиях проектирования допускается определять напряжения в любом горизонтальном сечении плотины по формулам (1) и (2).

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Таблица 1

Значения коэффициента осадки $k_п$

$x/B_{пр}$	Значения $k_п$ при $B_{пр}/H$, равных						
	1/16	1/8	1/4	1/2	1	2	4
0	8,23	6,84	5,46	4,09	2,77	1,60	0,79
0,25	7,98	6,58	5,20	3,84	2,56	1,50	0,79
0,5	6,84	5,46	4,09	2,77	1,59	0,79	0,39
0,75	5,59	4,21	2,86	1,59	0,59	0,11	0,00
1	4,94	3,56	2,23	1,03	0,23	0,00	
2	3,49	2,16	0,95	0,15	0,00		
3	2,69	1,40	0,39	0,00			
4	2,14	0,94	0,13				
5	1,73	0,61	0,01				
6	1,41	0,39	0,00				
7	1,14	0,23					
8	0,93	0,13					
9	0,75	0,05					
10	0,61	0,01					
12	0,38						
14	0,23						
16	0,12						
18	0,05						
20	0,01						

Примечание. x — координата рассматриваемой точки (начало координат в центре пригрузки); $B_{пр}$ — ширина пригрузки; H — действительная толщина сжимаемого слоя.

Таблица 2

Значения коэффициента $m_α$

Значения $\frac{H}{B/2}$ (для круглого H/r)	Очертание подошвы сооружения					
	круглое	прямоугольное при L/B, равном				
		1	2	3	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	0,36
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	1,08	1,13	1,27	1,34

Примечание. H — действительная толщина сжимаемого слоя; B и L — соответственно ширина и длина подошвы сооружения; r — радиус круглой подошвы сооружения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЕЙ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ

1. В зависимости от видов сооружений и схем расчета перемещений принимаются различные значения модулей деформации (E_i, $E_{ср}$, $E_{пр}$, $E_с$). За исходные принимаются значения модулей, определенные компрессионными испытаниями или полевыми опытами на штампах. На предварительных стадиях проектирования допускается назначать расчетные значения модуля деформации по аналогам.

2. Модуль деформации i-го слоя E_i следует определять с введением коэффициентов, учитывающих несоответствие между напряженным состоянием грунта в компрессионном приборе и в основании сооружения по формулам:

$$E_i = \overline{E}_i \beta_0 m_0; \qquad (1)$$

$$\overline{E}_i = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{e_1 - e_2}(1 + e_1), \qquad (2)$$

где $\overline{E}_i$ — модуль деформации, определенный по ветви первичного сжатия компрессионной кривой;

$$\beta_0 = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu};$$

$$m_0 = m_с\, m_ш;$$

e_1 — коэффициент пористости грунта, соответствующий напряжению от собственного веса грунта в середине i-го слоя основания $\sigma_1 = \gamma z_i$;

e_2 — коэффициент пористости грунта, соответствующий суммарному напряжению $\sigma_2 = \gamma z_i + \sigma_с$ (где $\sigma_с$ — напряжение от веса сооружения в середине i-го слоя основания);

μ — коэффициент поперечного расширения грунта i-го слоя;

m_c — коэффициент, принимаемый равным 1 для сооружений, имеющих ширину менее 20 м или площадь в плане менее 500 м², и равным 1,5 для сооружений бо́льших размеров;

$m_ш$ — коэффициент, принимаемый для связного грунта равным отношению модуля деформации, полученного при испытании грунтов штампами, к модулю деформации, полученному при компрессионных испытаниях. При отсутствии указанных данных коэффициент $m_ш$ для глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции допускается принимать по табл. 1.

Таблица 1

Значения коэффициента $m_ш$

Коэффициент пористости грунта e	0,6	0,8	1,2	1,6
Коэффициент $m_ш$	4	3,4	2,5	2

Примечание. Для глинистых грунтов пластичной консистенции и песчаных грунтов коэффициент $m_ш$ принимается равным 1.

Таблица 2

Значения коэффициента α_i

$2z/B$ $\left(\frac{2z}{D}\right)$	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон L/B, равным						Ленточные фундаменты при $L/B \geq 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,754	0,775
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	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	0,350	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	0,106	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	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	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,091	0,112	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	0,172	0,208

3. Средний модуль деформации всего сжимаемого слоя $E_{ср}$ следует определять по формуле

$$E_{ср} = \frac{\Sigma E_i \alpha_i h_i}{\Sigma \alpha_i h_i}, \qquad (3)$$

где E_i — обозначение то же, что и в формуле (1);

h_i — толщина рассматриваемого слоя;

α_i — коэффициент, определяемый по табл. 2 настоящего приложения для глубины z, соответствующей середине i-го слоя.

4. Приведенный модуль деформации всего сжимаемого слоя $E_{пр}$, учитывающий влияние бытового давления, на величину осадки, следует определять по формулам:

$$E_{пр} = E_{ср} \frac{\sigma}{\sigma - \left(1 - \frac{E_{ср}}{E_{б.ср}}\right)\sigma_б}; \qquad (4)$$

$$E_{б.ср} = \frac{\Sigma E_{б_i} \cdot \alpha_i h_i}{\Sigma \alpha_i h_i}; \qquad (5)$$

$$E_i = E_i \frac{e_1 - e_2}{e'_1 - e'_2}, \qquad (6)$$

где $E_{ср}$, α_i, h_i — обозначения те же, что и в формуле (3);

σ — среднее напряжение в подошве сооружения от внешних нагрузок;

$\sigma_б$ — напряжение от веса грунта (бытовое давление) на уровне дна котлована до его выемки;

e_1 и e_2 — обозначения те же, что и в формуле (2);

e'_1 и e'_2 — коэффициенты пористости грунта, соответствующие напряжениям σ_1 и σ_2 в формуле (2), определяемые по ветви вторичного сжатия компрессионной кривой.

5. Модуль деформации E_c, применяемый в расчетах горизонтальных смещений сооружений, следует принимать равным для глинистых грунтов основания 1,2 $E_{пр}$, для песчаных 1,5 $E_{пр}$.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1. Общие положения 3

2. Виды грунтов оснований и их физико-механические характеристики . . . 4
Характеристики нескальных грунтов 5
Характеристики скальных грунтов 6

3. Расчет оснований по несущей способности 9
Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях 9
Расчет устойчивости сооружений на скальных основаниях 12

4. Фильтрационные расчеты оснований 13

5. Расчет местной прочности скальных оснований 14

6. Определение контактных напряжений 15

Определение контактных напряжений для сооружений на однородных нескальных основаниях 16
Определение контактных напряжений для сооружений на неоднородных нескальных основаниях 17

7. Расчет оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов по деформациям 17

Расчет осадок нескальных оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов 19
Расчет горизонтальных смещений бетонных и железобетонных сооружений на нескальных основаниях 21
Расчет перемещений бетонных и железобетонных сооружений на скальных основаниях 23
Расчет оснований шпунтовых конструкций 23

8. Сопряжение сооружений с основанием 24
Глубина заложения подошвы сооружений 25
Закрепление и уплотнение грунтов оснований 26

Приложение 1. Классификация массивов скальных грунтов 28

Приложение 2. Расчет устойчивости сооружений при сдвиге с поворотом в плане 29

Приложение 3. Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях по схемам смешанного или глубинного сдвига 31

Приложение 4. Определение контактных напряжений для сооружений на однородных песчаных грунтах по методу «экспериментальных эпюр» . . . 33

Приложение 5. Определение напряжений в основании сооружений и в плотинах из грунтовых материалов 34

Приложение 6. Коэффициенты для расчета оснований по деформациям 35

Приложение 7. Определение модулей деформации оснований для расчета перемещений сооружений 35

Государственный комитет Совета Министров СССР
по делам строительства
(Госстрой СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА
СНиП II-16-76

Часть II. Нормы проектирования

Глава 16. Основания гидротехнических сооружений

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией Г. А. Жигачева
Редактор Л. Т. Калачева
Мл. редактор Л. Н. Козлова
Технический редактор Г. В. Климушкина
Корректоры Л. С. Лелягина, В. А. Быкова

Сдано в набор 7/II — 1977 г. Подписано в печать 7/VI — 1977 г.
Формат 84×108¹/₁₆ д. л. Бумага типографская № 2
4,2 усл. печ. л. (4,0 уч.-изд. л.)
Тираж 96.000 экз. Изд. № XII—6922 Заказ 64 Цена 20 коп.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

gost.e-ecolog.ru