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

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел И

Глава 10

ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-И.10-65

Заменен СНиП II-55-79 с 01.01.80 -
пост N 78 от 31.05.79 - БСТ N 8, 1979 г. с. 18.

Москва—1966

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

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

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел И

Глава 10

ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-И.10-65

Утверждены
Государственным комитетом по делам строительства СССР
25 июня 1965 г.

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва—1966

УДК 627.418.2.001.12(083.74)

Глава СНиП II-И.10-65 «Подпорные стены гидротехнических сооружений. Нормы проектирования» разработана институтом Гидропроект имени С. Я. Жука Государственного производственного комитета по энергетике и электрификации СССР и Ленинградским отделением этого института при участии ВНИИГа им. Б. Е. Веденеева.

Редакторы — канд. техн. наук *Е. И. Дышко* (Госстрой СССР), инж. *В. И. Станкевич* (Гидропроект), канд. техн. наук *С. А. Фрид* (Ленгидропроект)

3—2—4
План I кв. 1965 г., № 3/1

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Строительные нормы и правила	СНиП II-И.10-65
	Подпорные стены гидротехнических сооружений. Нормы проектирования	—

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие нормы распространяются на проектирование жестких подпорных стен гидротехнических сооружений, возводимых на естественных основаниях.

В случае проектирования подпорных стен на свайных, кессонных и тому подобных фундаментах настоящие нормы распространяются только на проектирование надфундаментных конструкций.

Примечания: 1. Настоящие нормы не распространяются на проектирование деревянных конструкций подпорных стен, а также подпорных стен сооружений железнодорожного и автодорожного транспорта.

2. Раздел 4 настоящих норм не распространяется на подпорные стены морских сооружений, возводимых без перемычек.

1.2. При проектировании подпорных стен гидротехнических сооружений следует учитывать кроме требований данной главы СНиП требования других глав СНиП и нормативных документов, перечисленных в приложении 4.

1.3. Подпорные стены, сооружаемые в районах сейсмических и Крайнего Севера, в зонах распространения вечномерзлых и просадочных грунтов и карстовых образований, следует проектировать с учетом дополнительных требований, предъявляемых к строительству сооружений и их конструкций в перечисленных условиях.

1.4. В настоящей главе СНиП рассматриваются жесткие подпорные стены, характеризуемые малыми по сравнению с размерами стен перемещениями, возникающими под действием приложенных к ней сил, и сохранением при деформациях практически плоской тыловой грани.

Подпорная стена рассматривается как конструкция абсолютно жесткая, практически неподвижная, если перемещения тыловой грани, возникающие под действием расчетных сил, определяемые с учетом гибкости самой стены и податливости ее основания, равны или меньше $^1/_{5000}$ высоты рассматриваемой части стены от верха фундамента до расчетного сечения.

Подпорная стена рассматривается как конструкция конечной жесткости и проектируется с учетом ее перемещений, если перемещения тыловой грани стены, определенные с учетом гибкости самой стены и податливости ее основания, больше $^1/_{5000}$ высоты рассматриваемой части стены от верха фундамента до расчетного сечения (см. также п. 2.3.).

1.5. Состав и объем материалов проекта по стадиям проектирования определяются инструкциями по разработке проектов и инженерным изысканиям для строительства.

1.6. При сложных инженерно-геологических условиях основания подпорных стен или проектировании новых конструкций стен проектные решения должны быть дополнительно к требованиям настоящей главы СНиП обоснованы специальными разработками и исследованиями.

1.7. При компоновке подпорных стен в составе сооружений узла должны быть рассмотрены возможность и целесообразность:

а) полного или частичного совмещения подпорных стен с другими смежными сооружениями (например, устройство стен в виде открылков, стен, совмещаемых с устоями водоприемников, бетонных плотин или зданий ГЭС, и т. п.);

б) устройства сопрягающих стен с распорными конструкциями;

в) возведения стен и ввода их в эксплуатацию по очередям;

Внесены Государственным производственным комитетом по энергетике и электрификации СССР	Утверждены Государственным комитетом по делам строительства СССР 25 июня 1965 г.	Срок введения 1 января 1966 г.

г) устройства ныряющих стен в примыкании к земляным насыпям.

1.8. Материалы для подпорных стен следует выбирать с учетом видов материалов, применяемых для других основных сооружений строительства. При значительном объеме работ по стенам выбор материалов для них подлежит специальному обоснованию.

Бетон и бутовая кладка, а также материалы, из которых они выполняются, арматура и другие строительные материалы, применяемые для подпорных стен, должны удовлетворять требованиям глав I части СНиП, перечисленных в приложении 4, а также ГОСТ 4795—59 и ГОСТ 4797—64.

Примечание. В массивных бетонных подпорных стенах рекомендуется предусматривать зональное распределение бетона по проектным маркам.

1.9. В случае агрессивности воды — среды для бетона, устанавливаемой по СН 249—63* [20], проектные марки бетона, а также мероприятия по защите конструкций от коррозии назначаются с учетом требований глав СНиП I-В.3-62 [1], I-В.27-62 [6] и указаний других специальных нормативных документов по проектированию защиты строительных конструкций от коррозии.

1.10. Требования, предъявляемые к сборным железобетонным элементам для подпорных стен, определяются условиями их работы согласно требованиям глав СНиП I-В.5-62 [3] и I-В.5.2-62 [4].

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПОДПОРНЫХ СТЕН

1.11. Конструкции подпорных стен следует рассчитывать по трем предельным состояниям:

по несущей способности (по прочности и устойчивости);

по деформациям, если они ограничиваются условиями нормальной эксплуатации сооружения или расположенных на нем механизмов и устройств;

по трещиностойкости (по образованию или ограничению величины раскрытия трещин).

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

1.13. Нагрузки и воздействия, действующие на подпорные стены, следует назначать согласно главам СНиП II-И.1-62* [13] и II-И.2-62 [14].

Статические расчеты подпорных стен следует выполнять для двух сочетаний действующих на них нагрузок и воздействий: основного и особого.

К основным сочетаниям нагрузок и воздействий следует относить:

а) собственный вес подпорной стены, грунтовых пригрузок и находящихся на ней постоянных устройств и нагрузок;

б) давление грунта на подпорную стену и ее фундамент с учетом пригрузок, расположенных на поверхности грунта;

в) давление воды на подпорную стену и ее фундамент при нормальном подпорном уровне;

г) ледовые нагрузки и воздействия;

д) давление фильтрационных вод при установившемся или регулярно повторяющемся неустановившемся режиме фильтрации при условии нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств;

е) волновые воздействия;

ж) температурные воздействия, соответствующие изменениям среднемесячных температур окружающей среды среднего по температурным условиям года;

з) нагрузки от транспортных средств, перегрузочных механизмов;

и) нагрузки от судов — навал и швартовные.

К особым сочетаниям нагрузок и воздействий следует относить нагрузки и воздействия по пунктам «а», «б», «е», «з», а также:

к) сейсмические воздействия;

л) давление воды при форсированном подпорном уровне;

м) давление фильтрационных вод, возникающее в результате нарушения нормальной работы дренажных устройств;

н) температурные воздействия, соответствующие изменениям среднемесячных температур окружающей среды для года с наибольшей амплитудой годовых колебаний этих температур;

о) нагрузки от судов — удар судна;

п) ледовые нагрузки и воздействия катастрофической силы при подвижках и торошении льда (для морских гидротехнических сооружений).

Примечания: 1. При наличии обоснования ледовые нагрузки могут быть отнесены только к особому сочетанию или не учитываться вовсе.

2. Не разрешается учитывать в особом сочетании одновременное действие редко повторяющихся нагрузок, как, например, сейсмические силы и удар судна или сейсмические силы и давление льда при торошении и т. п.

3. Расчетные сочетания нагрузок и воздействий в каждом из расчетных случаев устанавливаются в соот-

ветствии с практической возможностью одновременного их действия на сооружения.

4. Расчетные сочетания нагрузок и воздействий в период строительства и ремонта следует назначать с учетом принятого порядка производства работ и вызываемой им последовательности поэтапного возникновения напряженного состояния подпорной стены и ее основания, а также обеспечения возможности наиболее интенсивного роста сооружения по высоте.

1.14. Собственный вес подпорной стены следует определять по ее предварительно назначаемым геометрическим размерам и объемному весу материала с последующей проверкой по результатам расчета.

Объемный вес бетона (без воздухововлекающих и пластифицирующих добавок) допускается принимать на стадии проектного задания, а также для конструкций с небольшими объемами работ (на всех стадиях) 2,4 $т/м^3$, железобетона —2,5 $т/м^3$.

На стадии рабочих чертежей объемный вес бетона для конструкций, устойчивость которых обеспечивается в основном собственным весом, должен быть определен опытным путем в процессе исследований по подбору состава бетона. Объемный вес железобетона определяется как сумма объемного веса бетона и 0,7 веса арматуры, содержащейся в 1 $м^3$ конструкции.

1.15. Давление воды на грани подпорной стены определяется по закону гидростатики при объемном весе ее, равном 1 $т/м^3$.

1.16. Давление льда на речные сооружения определяется по СН 76—59 [21].

1.17. Давление волны определяется по указаниям СН 92—60 [24] и СН 288—64 [18]. Для подпорных стен речных гидротехнических сооружений при расчете прочности и устойчивости разрешается принимать расчетную обеспеченность высоты волны 2%.

1.18. Сейсмические воздействия определяются согласно указаниям главы СНиП II-А.12-62 [9], а также по другим специальным нормативным документам.

1.19. Температурные воздействия на подпорные стены определяются, руководствуясь указаниями настоящей главы с учетом указаний СН 55—59 [23].

1.20. Нагрузки от судов определяются по СН 144—60 [22].

1.21. Давление грунта на подпорные стены определяется по указаниям раздела 2 настоящей главы СНиП.

1.22. Фильтрационное давление воды на подошву и грани подпорной стены на нескальных грунтах определяется на основании фильтрационного расчета или методом электрогидродинамических аналогий с учетом работы противофильтрационных дренажных устройств.

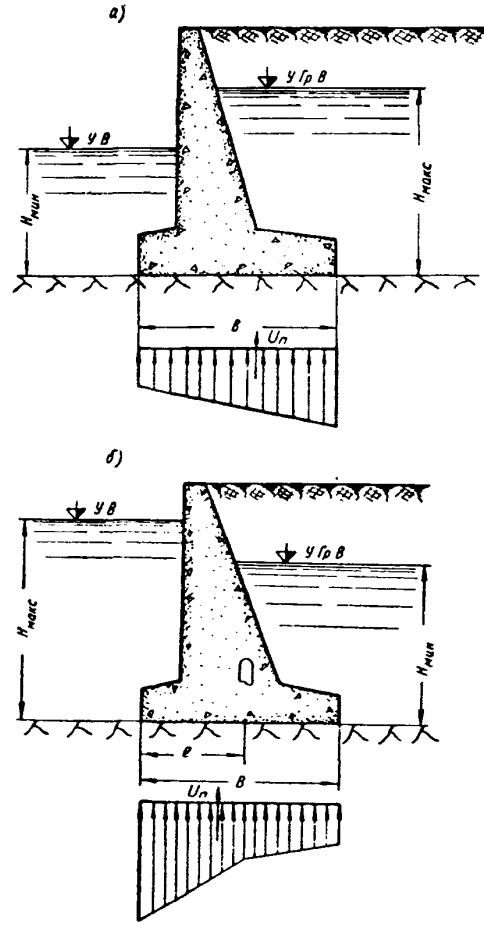


Рис. 1. Эпюры противодавления при скальных основаниях подпорных стен

а — при отсутствии дренажа; б—при наличии дренажа

1.23. Давление воды на подошву фундамента (противодавление) подпорных стен на скальном основании при отсутствии дренажа основания (рис. 1, *а*) определяется по формуле

$$U_п = U_ф + U_{взв} = 0{,}5\alpha_2 \gamma_в B (H_{макс} - H_{мин}) + \alpha_2 \gamma_в B H_{мин}, \quad (1)$$

где $U_п$ — полное противодавление;

$U_ф$ — фильтрационное противодавление;

$U_{взв}$ — взвешивающее противодавление;

α_2 — коэффициент площадной пористости, который рекомендуется принимать равным 1; при наличии специального обоснования о зависимости величины α_2 от напряженного состояния основания, его трещиноватости и других факторов величину α_2 можно назначать меньше единицы;

$\gamma_в$ — объемный вес воды;

B — ширина подпорной стены по подошве;

$H_{мин}$ — минимальная глубина воды над подошвой фундамента стены у ее тыловой или лицевой грани;

$H_{макс}$ — максимальная глубина воды над подошвой фундамента стены у ее тыловой или лицевой грани.

1.24. Давление воды на подошву фундаментной части подпорной стены на скальном основании при устройстве дренажа основания по схеме на рис. 1, *б* определяется по формуле

$$U_п = U_ф + U_{взв} = 0{,}5\alpha_2 \gamma_в (H_{макс} - H_{мин}) \times \times (l + \alpha_1'' B) + \alpha_2 \gamma_в B H_{мин}, \quad (2)$$

где l — расстояние от грани подпорной стены с наибольшей глубиной воды до линии дренажа;

α_1'' — коэффициент в долях от ($H_{макс}$ — $H_{мин}$), учитывающий действие дренажа основания. Рекомендуется принимать $\alpha_1'' = 0{,}4$.

При наличии цементационной завесы противодавление вычисляется по формуле

$$U_п = U_ф + U_{взв} = 0{,}5\alpha_2 \gamma_в (H_{макс} - H_{мин}) \times \times (l' + \alpha_1' B) + \alpha_2 \gamma_в B H_{мин}, \quad (3)$$

где l' — расстояние от грани подпорной стены с наибольшей глубиной воды до оси цементационной завесы;

α_1' — коэффициент в долях от ($H_{макс}$ — $H_{мин}$), учитывающий эффективность цементационной завесы. Рекомендуется принимать $\alpha_1' = 0{,}5$.

1.25. Противодавление $U_п$ для подпорных стен III и IV классов капитальности независимо от рода основания допускается определять по приближенным формулам исходя из линейного закона падения напора на отдельных участках подземного контура.

1.26. При фильтрационном расчете подпорных стен обычно рассматривается плоская задача. При фильтрационном расчете стен I и II классов капитальности при отношении длины стен по фронту к ширине по подошве менее 2,5 и для крайних секций таких подпорных стен рекомендуется рассматривать пространственную задачу.

2. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

2.1. Боковое давление грунта на подпорную стену следует определять в зависимости от величины и направления перемещения стены. При этом возможны три случая:

а) стена перемещается в сторону от грунта;

б) стена не перемещается по отношению к грунту, т. е. практически неподвижна;

в) стена перемещается в сторону грунта.

Перемещения стен по отношению к грунту могут быть обусловлены:

а) деформацией основания стены;

б) деформациями конструкции от приложенных к ней давления грунта и других внешних нагрузок, а также от температурных воздействий окружающей среды на подпорную стену.

2.2. В зависимости от направления и величины перемещения подпорной стены различают три вида бокового давления грунта: активное, пассивное и давление грунта состояния покоя.

2.3. Активное давление грунта $E_а$ определяется исходя из предположения об образовании призмы обрушения при достаточной для этого величине перемещения стены в сторону от грунта.

Пассивное давление грунта возникает при перемещении стены в сторону грунта как реактивное сопротивление грунта этому перемещению.

Пассивное давление грунта следует рассматривать двух видов:

пассивное давление грунта первого вида (пассивное давление с выпором) $E_{п.в}$, определяемое исходя из предположения об образовании призмы выпора грунта при достаточной для этого величине перемещения стены в сторону грунта;

пассивное давление грунта второго вида (пассивное давление без выпора) $E_п$, определяемое из условия перемещения подпорной стены в сторону грунта на величину, не достаточную для образования призмы выпора.

Давление грунта состояния покоя E_0 возникает при практическом отсутствии перемещения стены в сторону от грунта или в сторону грунта, т. е. при практически неподвижных относительно грунта подпорных стенах.

Активное и пассивное давления грунта с

выпором соответствуют состояниям предельного равновесия грунта за стеной. В соответствии с этим для более точного определения этих давлений рекомендуется производить расчет по методам теории предельного равновесия (предельного напряженного состояния) грунта за стеной.

Этот метод следует применять в тех расчетных случаях, для которых имеются таблицы или графики для определения коэффициентов бокового давления грунта.

Примечания: 1. Давление грунта состояния покоя и пассивное давление грунта без выпора соответствуют представлению об упругом состоянии грунта за подпорной стеной как сплошной среды.

2. К практически неподвижным можно отнести, например, жесткие подпорные стены, расположенные на скальном основании или входящие в состав доковых конструкций, стены, имеющие неподатливые упоры (секции водосливных плотин и зданий гидроэлектростанций, являющиеся упорами для береговых сопрягающих устоев), удовлетворяющие условиям п. 1.4. В отдельных случаях расчетное давление грунта может определяться как активное в верхней, более гибкой части подпорной стены, и как давление грунта состояния покоя в нижней, более жесткой части стены.

Переход от одной эпюры давления грунта к другой производится в сечении стены, в котором перемещения стены под действием давления грунта состояния покоя становятся равными $^1/_{5000}$ высоты сечения над фундаментом.

2.4. Расчетное давление грунта E на грани подпорной стены может быть в зависимости от условий взаимодействия подпорной стены с грунтом равно: 1) активному давлению грунта $E_а$ или давлению грунта состояния покоя E_0; 2) сумме активного и пассивного давлений грунта без выпора $E_а+E_п$; 3) пассивному давлению грунта с выпором $E_{п.в}$.

2.5. Активное давление грунта на грани подпорных стен допускается, кроме случаев, указанных в п. 2.3, вычислять приближенным методом с использованием гипотезы об образовании в грунте плоской поверхности призмы обрушения (см. приложения 1А, Б, В, Г).

При определении активного давления грунта следует учитывать уклон тыловой грани стены, конфигурацию поверхности грунта, внешнюю пригрузку на грунт и конструктивные особенности подпорной стены и ее фундамента.

Активное давление на подпорные стены с большими уклонами тыловых граней, относимые к пологим подпорным стенам, допускается определять согласно приложению 1Б.

Активное давление грунта следует определять с учетом трения грунта о тыловую грань подпорной стены, отклоняющего равнодействующую давления от нормали к тыловой грани на угол $\delta=\varphi/2$, кроме случаев, оговоренных в приложениях 1А, Б, В, Г.

Примечание. При специальном обосновании допускается не учитывать трение грунта о тыловую грань подпорной стены только при гладкой поверхности тыловой грани или при малой величине угла внутреннего трения грунта.

2.6. Активное давление связных грунтов следует вычислять с учетом сил сцепления грунта.

Примечания: 1. В расчетах устойчивости для подпорных стен высотой 5 *м* и менее и для верхних участков стен высотой более 5 *м* величина удельного сцепления грунта, учитываемая в расчетах, должна приниматься с учетом возможности неполного проявления сил сцепления грунта.

2. В случае возможности резкого снижения сцепления связных грунтов вследствие физико-химических воздействий на грунт в процессе строительства и эксплуатации допускается сцепление в расчетах не учитывать.

2.7. Давление грунта состояния покоя допускается определять согласно приложению 1Е.

2.8. Пассивное давление грунта без выпора $E_п$ следует вычислять с учетом перемещения стены в сторону грунта, возникающего от приложенных к ней внешних сил: давления воды на лицевую грань, навала судна, давления льда и т. д., а также температурных воздействий, возникающих при изменении температуры окружающей среды.

2.9. Пассивное давление грунта без выпора $E_п$ следует определять с учетом величины и характера перемещения стены, в зависимости от податливости основания и гибкости самой стены. Пассивное давление грунта $E_п$ допускается определять, руководствуясь указаниями приложения 1Ж.

Примечание. Для подпорных стен III и IV классов капитальности высотой менее 10 *м* пассивное давление грунта без выпора $E_п$ в расчетах разрешается не учитывать.

2.10. В расчетах устойчивости подпорных стен, возводимых на нескальном основании, следует учитывать пассивное давление грунта с выпором $E_{п.в}$ с лицевой стороны, обусловленное перемещением стены в сторону лицевой грани, которое рекомендуется вычислять:

а) при заглублении стен в основание на величину, равную или менее $0{,}2\,\frac{\sigma_{ср}}{\gamma_{об}}$ ($\sigma_{ср}$ — среднее давление по подошве фундаментной плиты) — приближенным методом (см. приложение 1 Д). В этом случае коэффициент бокового давления рекомендуется принимать равным $\lambda_{п.в}=1$;

б) при заглублении стен в основание более $0{,}2\frac{\sigma_{ср}}{\gamma_{об}}$ — методами, основанными на решении задачи теории предельного равновесия (например, графоаналитическим методом).

2.11. Пассивное давление связных грунтов с выпором допускается вычислять с учетом сил сцепления грунта.

Примечание. Удельное сцепление грунта c, учитываемое в расчетах, принимают, руководствуясь указаниями п. 2.6 настоящей главы.

2.12. Физико-механические характеристики грунта, необходимые для вычисления давления грунта на подпорные стены (объемный вес $\gamma_{об}$, угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c у тыловой и лицевой граней), определяются опытным путем.

Учитываемый в расчете объемный вес грунта в состоянии естественной влажности $\gamma_{об}$ и ниже уровня воды $\gamma_{взв}$ следует определять по формулам:

$$\gamma_{об} = \gamma(1-p)(1+W_{гр}); \quad (4)$$

$$\gamma_{взв} = (\gamma - \gamma_в)(1-p), \quad (5)$$

где γ — удельный вес скелета грунта;

p — пористость (отношение объема пор к полному объему грунта);

$\gamma_в$ — объемный вес воды;

$W_{гр}$ — весовая влажность (отношение веса воды к весу скелета грунта).

Объемный вес грунта ниже уровня грунтовых вод следует принимать во взвешенном состоянии.

Примечания: 1. На стадии проектного задания для подпорных стен всех классов капитальности и на стадии рабочих чертежей для стен III и IV классов капитальности при небольшой их протяженности (порядка до 10 *м*) в случае отсутствия опытных данных физико-механические характеристики грунтов засыпки $\gamma_{об}$, φ и c допускается принимать по табл. 8 приложения 3 или по данным аналогов.

2. При назначении физико-механических характеристик грунтов засыпок в строительный период следует учитывать условия и методы производства работ.

3. РАСЧЕТЫ ПОДПОРНЫХ СТЕН

3.1. Расчеты подпорных стен следует выполнять на 1 *м* длины стены, если отношение длины по фронту к ширине по подошве более 3, и в тех случаях, когда габариты стен, физико-механические характеристики грунтов основания и грунтов за стеной, а также нагрузки и воздействия постоянны на всем их протяжении.

Если отношение длины подпорной стены по фронту к ее ширине по подошве меньше 3 или если по длине стены меняются ее габариты, физико-механические характеристики грунтов в основании и за стеной или нагрузки и воздействия (например, навал судна, швартовные усилия), расчеты таких подпорных стен следует выполнять для секции стены в целом (по пространственной схеме). При этом расчете действующие на подпорную стену усилия и геометрические характеристики конструкции (площадь основания, моменты инерции сечений и т. д.) определяются для секции стены в целом, а расчет несущей способности конструкции и основания следует выполнять с учетом возможной пространственной работы конструкции.

Примечание. Во всех случаях рекомендуется выделять участки подпорных стен, удовлетворяющие условиям расчета на 1 *м* длины, как более простого, и только на остальных участках рекомендуется выполнять расчеты по более сложной пространственной схеме.

3.2. Расчеты по первому предельному состоянию — несущей способности (по прочности и устойчивости) — и по третьему предельному состоянию — по образованию или раскрытию трещин — следует выполнять на наиболее невыгодные, но возможные сочетания нагрузок и силовых воздействий, возникающих как в период эксплуатации, ремонта, так и в процессе строительства, в соответствии с указаниями пп. 1.12 и 1.13.

Расчеты по второму предельному состоянию — по деформациям — следует выполнять для сочетания нагрузок, отвечающих условиям работы подпорной стены или находящихся на них устройств, по которым устанавливается ограничение деформаций (осадок, перекосов) подпорных стен.

Примечания: 1. При принятой последовательности возведения размеры подпорной стены не следует, как правило, увеличивать по расчету для строительного случая по сравнению с расчетом для эксплуатационного случая.

2. При расчетах по всем трем предельным состояниям, за исключением случаев, предусмотренных п. 3.8, давление грунта на тыловую грань подпорной стены следует определять с учетом направления и величины ее перемещений (согласно п. 2.4).

РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ

3.3. Подпорные стены на нескальном основании следует рассчитывать на устойчивость по схемам:

а) плоского сдвига;

б) сдвига с частью грунтового основания (смешанный сдвиг и глубинный сдвиг).

Расчеты устойчивости подпорных стен на нескальных основаниях производятся по главе СНиП II-Б.3-62 [11].

Подпорные стены на скальном основании следует рассчитывать на устойчивость по схеме плоского сдвига по указаниям пп. 3.9—3.11.

Примечания: 1. В зависимости от конструкции фундаментной плиты подпорной стены и инженерно-геологических условий в основании расчеты устойчивости по схеме плоского сдвига производятся по плоскости подошвы плиты, по плоскости подошвы зуба и, кроме того, по поверхности грунтового прослоя в основании, если последний характеризуется меньшей величиной коэффициента сдвига по сравнению с коэффициентом сдвига в плоскости подошвы сооружения.

2. Для подпорных стен, имеющих надежный упор с лицевой стороны, исключается необходимость рассчитывать их по устойчивости на сдвиг по плоскости. Однако для таких подпорных стен сохраняется требование о местной и общей несущей способности основания. Степень надежности упора устанавливается соответствующими расчетами.

3.4. Степень устойчивости подпорных стен на сдвиг определяется коэффициентами запаса, устанавливающими, во сколько раз следовало бы увеличить внешние усилия, действующие на стену, чтобы привести сооружение в состояние предельного равновесия.

В расчетах устойчивости должны обеспечиваться коэффициенты запаса не менее величин, указанных в табл. 1.

Таблица 1

Коэффициенты запаса устойчивости на сдвиг

Сочетания воздействий и нагрузок	Коэффициент запаса устойчивости при классе капитальности подпорных стен			
	I	II	III	IV
Основные	1,3	1,2	1,15	1,1
Особые	1,1	1,1	1,05	1,05

3.5. Подпорные стены, расположенные на нескальном основании, следует рассчитывать по схеме плоского сдвига при однородных и неоднородных основаниях из песчаных, крупнообломочных и глинистых грунтов, для которых, согласно п. 3.2 главы СНиП II-Б.3-62 [11], коэффициент консолидации $\Delta \geqslant 1 \cdot 10^7$ *см²/год* и коэффициент сдвига $\operatorname{tg}\psi \geqslant 0{,}45$, при удовлетворении условия

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{макс}}{B\gamma_{об}} \leqslant \frac{\sigma_{пр}}{B\gamma_{об}} = Б, \qquad (6)$$

где $Б$ — безразмерная величина, зависящая от угла внутреннего трения грунта φ и, в случае глинистых грунтов, также от удельного сцепления грунта c; эта величина определяется на основе экспериментальных данных, при отсутствии которых можно принять $Б = 3$;

$\sigma_{макс}$ — максимальная величина нормального напряжения (давления) по подошве стены;

$\sigma_{пр}$ — предельная величина среднего нормального напряжения (давления) грунта по подошве стены, при превышении которой исключается возможность сдвига по плоскости.

Примечания: 1. Указания настоящего пункта относятся к подпорным стенам, имеющим плоские подошвы, горизонтальные или наклонные, или неглубокий зуб (высота зуба не более 0,2 ширины подошвы).

2. Указания п. 3.5 не учитываются в тех случаях, когда глубинная форма деформации сдвига определяется особенностями подземного контура стен (например, при наличии зуба глубиной более 0,2 ширины подошвы).

3. При подтоплении основания величина объемного веса грунта $\gamma_{об}$ в формуле (6) принимается равной объемному весу взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$.

3.6. При нескальных основаниях, не удовлетворяющих условиям п. 3.5, расчеты общей устойчивости подпорных стен следует выполнять по схеме смешанного или глубинного сдвига независимо от конфигурации подошвы стены. Расчеты допускается выполнять исходя из возможности образования круглоцилиндрических поверхностей скольжения или поверхностей скольжения, отличных от круглоцилиндрических, если это отличие определяется геологическим строением основания. Для однородных оснований расчеты рекомендуется выполнять также по методам теории предельного равновесия, используя, например, методику, приведенную в приложении к главе СНиП II-Б.3-62 [11]. В этом случае за расчетный коэффициент запаса устойчивости принимается наименьший по величине из ряда коэффициентов, определенных для нескольких поверхностей сдвига.

Примечания: 1. При всех расчетах устойчивости по схеме глубинного сдвига физико-механические характеристики грунтов основания следует определять аналогично указаниям, приведенным в п. 2.12.

2. Объемный вес грунта $\gamma_{об}$ при подтоплении основания следует принимать как для взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$.

3.7. При неоднородных основаниях во всех случаях, не предусмотренных в п. 3.5, расчеты устойчивости подпорных стен рекомендуется

выполнять по схемам плоского и глубинного сдвигов.

За расчетную принимают схему, при которой получается наименьший коэффициент запаса устойчивости.

3.8. При расчете устойчивости подпорных стен на нескальных основаниях по схеме плоского сдвига коэффициенты запаса следует определять по формулам:

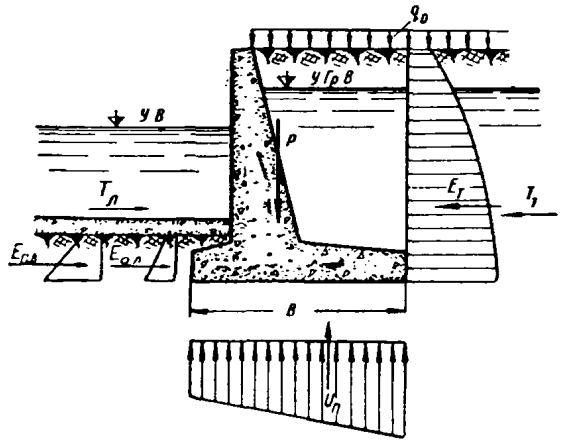


Рис. 2. К расчету устойчивости подпорных стен на нескальных основаниях при горизонтальной плоскости скольжения

а) при горизонтальной плоскости скольжения (рис. 2)

$$k = \frac{(P - U_п)\operatorname{tg}\varphi + E_{п.в} + B_г \cdot c}{(T_т + E_т) - (T_л + E_{а.л})}; \qquad (7)$$

б) при наклоне плоскости скольжения в сторону грунта (рис. 3)

$$k = \frac{[P\cos\beta + (T_т + E_т - T_л - E_{п.в})\sin\beta - U_п]\operatorname{tg}\varphi + \cdots}{\cos\beta\,[(T_т + E_т) - (T_л + E_{а.л} + P\operatorname{tg}\beta)]} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{\cdots + E_{п.в}\cos\beta + \dfrac{B_г}{\cos\beta}\,c}{\cos\beta\,[(T_т + E_т) - (T_л + E_{а.л} + P\operatorname{tg}\beta)]}, \qquad (8)$$

где P — сумма вертикальных составляющих нагрузок в расчетной плоскости;

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

$U_п$ — полное противодавление воды в расчетной плоскости, направленное снизу вверх перпендикулярно расчетной плоскости;

$E_{п.в}$ — пассивное давление с выпором грунта с лицевой стороны стены;

$E_{а.л}$ — активное давление грунта на стену со стороны лицевой грани;

$E_т$ — расчетное давление грунта со стороны тыловой грани, определяемое согласно п. 2.4.

Для подпорных стен, не входящих в состав доковых конструкций и не имеющих упора в другие сооружения, значение $E_т$ разрешается принимать равным активному давлению грунта на тыловую грань стены, т. е. $E_т = E_а$;

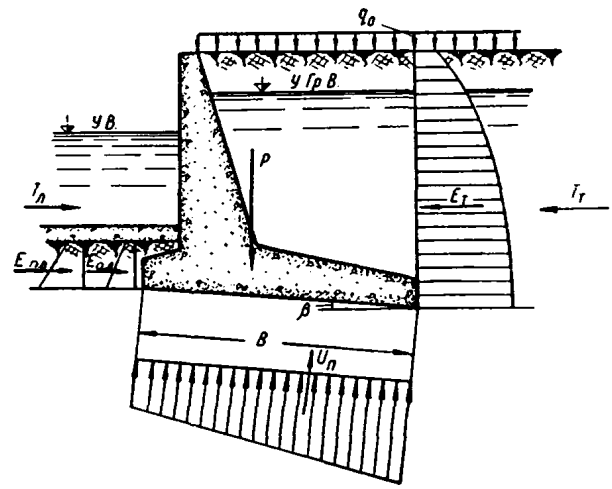


Рис. 3. К расчету устойчивости подпорных стен на нескальных основаниях при наклоне плоскости скольжения в сторону грунта

$T_т$, $T_л$ — горизонтальные составляющие других сил, действующих соответственно с тыловой и лицевой сторон стены.

Примечания: 1. При сдвиге по плоскости бетон — глина (например, по подошве зуба) для сооружений I и II классов капитальности учитываемые в расчетах величины угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c следует принимать на основании опытного сдвига бетонного блока по глине в котловане сооружения.

2. При вычислении $E_{п.в}$ со стороны лицевой грани следует руководствоваться указаниями п. 2.10.

3.9. Подпорные стены на скальном основании следует рассчитывать по устойчивости:

а) на сдвиг по подошве фундамента стены;

б) на опрокидывание вокруг лицевого ребра.

При этом должны обеспечиваться коэффициенты запаса устойчивости на сдвиг не менее величин, указанных в табл. 1, а на опрокидывание — в табл. 2.

Таблица 2

Коэффициенты запаса устойчивости на опрокидывание

Сочетания воздействий и нагрузок	Коэффициент запаса устойчивости при классе капитальности подпорных стен		
	I	II	III—IV
Основные	1,4	1,3	1,2
Особые	1,1	1,1	1,1

3.10. Коэффициенты запаса при расчете устойчивости подпорных стен на скальном основании на сдвиг в плоскости подошвы следует определять по формуле

$$k = \frac{(P - U_п) f + c_0 B}{T_т + E_т - T_л}, \qquad (9)$$

где f и c_0 — коэффициенты (параметры сопротивления сдвигу), характеризующие прочность контакта подпорной стены с основанием и зависящие от вида грунтов основания и их трещиноватости.

Коэффициенты f и c_0, принимаемые по СН 123—60 [19], приведены в табл. 3.

Таблица 3

Расчетные значения параметров сопротивления сдвигу

Характеристика грунтов основания	f	c_0 в $т/м^2$
Скальные грунты I группы, практически невыветрелые, весьма слаботрещиноватые, слабоводопроницаемые, прочные, с зацементированными трещинами	0,75	40
Скальные грунты I группы, практически невыветрелые, слаботрещиноватые, слабоводопроницаемые, прочные	0,70	30
Скальные грунты I группы, слабовыветрелые, трещиноватые, средневодопроницаемые, средней прочности и слабые скальные грунты II группы, практически невыветрелые, трещиноватые, средневодопроницаемые, средней прочности и слабые	0,65	20

Примечания: 1. Классификация скальных горных грунтов, принимаемая по СН 123—60, приведена в приложении 3, табл. 9.

2. При наличии натурных исследований указанные в таблице величины f и c_0 подлежат уточнению.

Примечание. При наличии сжимающих напряжений на части площади подошвы параметр c_0 следует учитывать только в пределах этой площади.

3.11. Степень устойчивости подпорных стен на скальном основании на опрокидывание оценивается коэффициентами, устанавливающими, во сколько раз следовало бы уменьшить суммы моментов сил, удерживающих стены от поворота вокруг лицевого ребра, чтобы привести их в состояние предельного равновесия.

Коэффициент запаса устойчивости равен отношению суммы моментов сил удерживающих к сумме моментов сил, опрокидывающих стену

$$k = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M_{опр}}. \qquad (10)$$

Примечание. Моменты по отношению к оси поворота следует вычислять для каждой силы в отдельности с отнесением их к опрокидывающим или удерживающим (в зависимости от направления их действия). В соответствии с этим, если при расчетах подпорных стен определяются горизонтальные и вертикальные составляющие сил и их моменты, то относить к удерживающим или опрокидывающим следует не моменты сил составляющих в отдельности, а суммарный момент составляющих каждой силы.

3.12. Формулы (7), (8) и (9) применимы во всех случаях, когда активные силы являются только сдвигающими или когда удерживающие активные силы значительно меньше сдвигающих сил.

Если сумма активных удерживающих сил больше половины суммы активных сдвигающих сил, т. е. $T_{уд} \geqslant 0{,}5\, T_{сдв}$, то рекомендуется вычислять коэффициент запаса устойчивости стены на сдвиг по формулам:

а) при нескальных грунтах

$$k = \frac{(P - U_п) \operatorname{tg} \varphi + E_{п.в} + B_г c + T_л}{T_т + E_т}; \qquad (11)$$

б) при скальных грунтах

$$k = \frac{(P - U_п) f + c_0 B + T_л}{T_т + E_т}. \qquad (12)$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ (ДАВЛЕНИЙ) НА ГРУНТ ПО ПОДОШВЕ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ

3.13. Расчеты нормальных и касательных напряжений по подошве подпорной стены определяются на единицу длины (по схеме пло-

ской деформации) или из расчета секции в целом (по пространственной схеме) в соответствии с указаниями п. 3.1.

Разрешается вычислять напряжения по схеме плоской деформации по подошвам подпорных стен III и IV классов.

3.14. Нормальные напряжения (давления) по подошвам подпорных стен вычисляются исходя из линейной эпюры напряжений:

а) для пространственной схемы, а также для подпорных стен с криволинейным очертанием в плане по формуле

$$\sigma_{\substack{\text{макс}\\\text{мин}}} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}; \qquad (13)$$

б) для схемы плоской деформации по формуле

$$\sigma_{\substack{\text{макс}\\\text{мин}}} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_x}{W_x}, \qquad (14)$$

где F — площадь подошвы подпорной стены;

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

W_x, W_y — моменты сопротивления площади подошвы фундамента стены.

3.15. При вычислении нормальных напряжений (давлений) по формулам, приведенным в п. 3.14, касательные контактные напряжения рекомендуется принимать равномерно распределенными.

3.16. При расчете прочности фундаментных плит подпорных стен I и II классов капитальности, возводимых на нескальных связных и скальных грунтах, нормальные давления и касательные напряжения по подошвам следует дополнительно вычислять методами, основанными на применении к грунтам теории упругости (см. приложение 2Б). Для подпорных стен на нескальных грунтах в этих расчетах следует учитывать увеличение модуля деформации грунта с глубиной, наличие скального основания под сжимаемым слоем, возможность пластических деформаций под краями фундаментов.

Распределение нормальных и касательных напряжений по подошве подпорных стен I и II классов капитальности на песчаных грунтах следует дополнительно вычислять по методу, изложенному в приложении 2В.

Примечания: 1. Нормальные напряжения по подошве подпорных стен, вычисленные методом теории упругости, определяются от нагрузок, приложенных выше фундаментной плиты.

2. Влиянием зубьев на распределение нормальных давлений и касательных напряжений по подошве подпорных стен можно пренебрегать.

3. За расчетную выбирается та из эпюр напряжений (давлений), определенных по пп. 3.15 и 3.16, при которой получены наименьшие запасы прочности в сечениях фундамента подпорной стены.

3.17. При расчете фундаментных плит подпорных стен уголкового профиля как балок на упругом основании следует учитывать показатель гибкости плит по формуле

$$t \approx 10 \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{\left(\frac{B}{2}\right)^3}{h^3}, \qquad (15)$$

где E_2 и E_1 — соответственно модуль деформации грунта основания и модуль упругости материала плиты;

h — средняя толщина фундаментной плиты;

$\frac{B}{2}$ — половина ширины фундаментной плиты.

3.18. По подошвам подпорных стен наибольшие сжимающие напряжения (давления) не должны вызывать нарушения местной устойчивости (выпора) нескальных грунтов под лицевыми частями фундаментных плит.

Предельно допустимые напряжения под гранями подпорных стен, расположенных на нескальных грунтах, рекомендуется определять по приложению 2А.

При этом краевые напряжения (давления), определенные по пп. 3.14 и 3.16, не должны превышать предельно допустимых ($\sigma_{пр}$, $\tau_{пр}$).

При определении напряжений (давлений) методами теории упругости без учета боковой пригрузки расчетные величины напряжений (давлений) в точках, удаленных от края на $0{,}05\,B$, не должны превышать значений предельно допустимых напряжений.

3.19. Допускаемые величины эксцентрицитета e приложения нагрузки для подпорных стен на нескальных основаниях следует принимать: для безнапорных подпорных стен — менее $^1/_5B$; для напорных стен — менее $^1/_6B$, где B — ширина подошвы фундамента.

3.20. Расчеты осадок подпорных стен на нескальных грунтах рекомендуется выполнять по методике, приведенной в главе СНиП II-Б.3-62 [11].

РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ

3.21. Расчеты прочности подпорных стен следует выполнять в зависимости от вида ма-

териала согласно требованиям соответствующих глав СНиП.

При необходимости уточнения напряженного состояния конструкции подпорной стены могут быть применены методы теории упругости, а также проведены модельные исследования.

3.22. В общем случае следует производить расчет подпорных стен на общую и местную прочность. Рекомендуется выполнять их в следующей последовательности:

а) в результате анализа условий работы устанавливают статические расчетные схемы на местную и общую прочность;

б) для обоснования основных размеров стен отдельные их элементы (например, вертикальные плиты контрфорсных стен, зубья фундаментных плит и пр.) рассчитывают на местные нагрузки, непосредственно приложенные к данному элементу (на местную прочность);

в) прикладывают все нагрузки к подпорным стенам и рассчитывают их на общую прочность; при этом суммируют изгибающие моменты, нормальные и поперечные силы или напряжения с аналогичными величинами из расчетов на местную прочность.

3.23. Бетонные и железобетонные конструкции подпорных стен следует рассчитывать по прочности по СН 55—59 [23], а каменные и армокаменные конструкции — по главе СНиП II-В.2-62 [12].

3.24. Бетонные подпорные стены следует рассчитывать:

а) стены I и II классов капитальности — без учета работы растянутой зоны сечения из условия обеспечения прочности сжатой зоны и нормативных коэффициентов запаса устойчивости на опрокидывание (по п. 3.31);

б) стены III и IV классов капитальности — с учетом работы растянутой зоны сечения; строительные швы в таких стенах должны быть армированы по расчету.

Примечание. Не допускается проектировать бетонные подпорные стены, в сечениях которых возникает центральное и внецентренное растяжение.

3.25. При контрфорсных подпорных стенах, имеющих высоту сечения более или равную $^1/_3$ высоты стены, расчеты прочности следует выполнять исходя из упругой стадии работы конструкции; при этом армирование контрфорсов выполняется на основе определения их напряженного состояния в упругой стадии работы с учетом траекторий главных напряжений.

При высоте сечения контрфорса меньше $^1/_3$ высоты стены расчеты прочности контрфорсов допускается выполнять по стадии разрушения.

3.26. При проектировании каменных и армокаменных подпорных стен рекомендуется соблюдать условие

$$e \leqslant 0{,}4\, h_c,$$

где e — эксцентрицитет равнодействующей сил в данном сечении;

h_c — высота расчетного сечения.

3.27. Подпорные стены разрешается рассчитывать по второму предельному состоянию — по деформациям — по правилам строительной механики с учетом податливости основания.

При этих расчетах следует учитывать реальную жесткость подпорной стены с учетом образования или раскрытия трещин.

3.28. Бетонные и железобетонные подпорные стены следует рассчитывать по третьему предельному состоянию —по образованию или ограничению величины раскрытия трещин — по СН 55—59 [23].

Примечания: 1. Для подпорных стен морских гидротехнических сооружений обязательна проверка по образованию трещин.

2. К железобетонным подпорным стенам, не входящим в состав напорного фронта сооружений и не воспринимающим напор воды, кроме морских сооружений, разрешается не предъявлять требования проверки по образованию или по ограничению величины раскрытия трещин.

3.29. В частях подпорных стен, удовлетворяющих условию расчета по образованию трещин, при наличии воды в грунте засыпки или со стороны лицевых граней, противодавление в расчетных сечениях не учитывается.

При совпадении расчетного сечения со строительным швом напряжения вычисляют с учетом противодавления в шве, определяемого по СН 55—59 [23].

При устройстве дренажа тела подпорной стены следует учитывать его влияние на уменьшение противодавления.

3.30. В подпорных стенах на скальном основании, воспринимающих давление воды и имеющих противофильтрационные цементационные завесы, не допускается нарушение прочности по контакту со скалой со стороны этих завес.

3.31. В случае возможности появления трещин со стороны тыловой грани в вертикальных частях бетонных подпорных стен следует выполнять проверочный расчет на опрокидывание вокруг условной оси, совпадающей с центром тяжести эпюры сжимающих напряжений

в расчетных сечениях, которая принимается в виде треугольника с краевой ординатой, равной пределу прочности бетона на сжатие (рис. 4). Центр тяжести эпюры давления в рас-

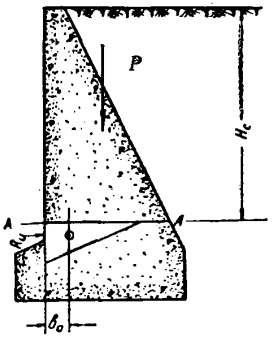


Рис. 4. К поверочному расчету устойчивости бетонных подпорных стен на опрокидывание

четном сечении располагается на расстоянии b_0 от лицевой грани $\left(b_0 = \frac{2}{3} \cdot \frac{P}{R_и}\right)$. Нормативные коэффициенты запаса устойчивости на опрокидывание принимаются по табл. 2.

4. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДПОРНЫХ СТЕН

4.1. Основными типами конструкций жестких подпорных стен являются массивные, уголковые, контрфорсные, ячеистые и откосные.

Конструкции подпорных стен можно выполнять монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Выбор типа конструкции подпорных стен производится на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом указаний п. 1.7, а также климатических и инженерно-геологических условий.

4.2. Фундаментные части (фундаментные плиты и др.) сборно-монолитных и сборных конструкций стен рекомендуется возводить из монолитного бетона.

Сборные надфундаментные части подпорных стен рекомендуется образовывать корытными, коробчатыми, ячеистыми и двутавровыми элементами, а также плитами и балками прямоугольного сечения.

4.3. Конструкция подпорной стены должна удовлетворять наиболее рациональной статической схеме расчета (использование грунтовых пригрузок, упирание стен в смежные сооружения, использование анкерных устройств и распорок; передача в строительный период активного давления грунта на части стен с целью предварительного напряжения последних и т. п.).

4.4. Рекомендуется рассмотреть целесообразность расположения подпорной стены на насыпи с целью уменьшения высоты стены, а также придания тыловой грани соответствующего уклона для снижения давления грунта.

4.5. При обосновании схем членения подпорных стен на сборные конструкции рекомендуется учитывать следующее:

а) в контрфорсных и рамно-контрфорсных стенах лицевые части целесообразно образовывать из горизонтально расположенных сборных элементов.

Горизонтальное или с небольшим уклоном членение рекомендуется также для контрфорсов.

При членении контрфорсов на горизонтальные сборные элементы допускается не стыковать последние в горизонтальных швах при условии надежного соединения арматуры элементов в тыловых и лицевых частях стен, омоноличиваемых бетоном.

В лицевых частях стен, образованных горизонтальными сборными элементами с опорными закреплениями в монолитных столбах контрфорсов, горизонтальные нерабочие швы следует устраивать водонепроницаемыми или грунтонепроницаемыми;

б) в ячеистых стенах каркасы целесообразно образовывать из сборных балочных плит, укрупняя последние в коробчатые блоки для облегчения монтажных работ;

в) швы между сборными элементами должны назначаться по возможности в нерабочих направлениях или на тех участках конструкций, в пределах которых обеспечивается передача поперечных сил также и на бетон.

4.6. Лицевые части подпорных стен, подвергающиеся волновым и ударным воздействиям, действию больших скоростей текущей воды, а также истиранию наносами и льдом, следует выполнять повышенной прочности и в случае необходимости со специальными облицовками из высокопрочных материалов.

4.7. При выборе грунтов для засыпки пазух за подпорными стенами следует, как правило, ориентироваться на применение грунтов,

имеющихся на строительной площадке, а также учитывать следующее:

а) крупнозернистые песчаные и галечные грунты, а также каменная наброска более благоприятны для возведения засыпки по сравнению с засыпками из глинистых грунтов. С повышением крупности частиц несвязных грунтов уменьшается давление грунта и фильтрационной воды на стену, упрощаются условия возведения засыпок, резко сокращаются сроки их консолидации. Применение глинистых грунтов целесообразно на участках сопряжений с другими сооружениями для обеспечения водонепроницаемости.

б) при размещении подпорных стен в пределах земляных плотин или дамб грунты для обратных засыпок принимаются те же, что и для тела плотин или дамб;

в) не рекомендуется применять для обратных засыпок грунты из тяжелых и пластичных глин; при необходимости использования этих грунтов следует устранять возможность пучения их в эксплуатационный и строительный периоды, например, путем отсыпки у тыловой грани стены слоев из несвязных грунтов.

4.8. Размеры подпорных стен поверху при отсутствии специальных требований следует назначать в зависимости от способа возведения и требований эксплуатации.

4.9. Уклоны и очертания лицевых граней подпорных стен следует назначать с учетом условий эксплуатации и по условиям устойчивости и прочности.

Тыловым граням высоких подпорных стен рекомендуется придавать полигональные очертания, при которых достигается более полное использование прочности материала.

4.10. Для обеспечения возможности свободных осадок подпорных стен на нескальных основаниях и уменьшения опасности образования температурных трещин по длине стен следует устраивать постоянные температурные и осадочные швы, а в процессе возведения стен предусматривать временные строительные швы.

При назначении расстояния между постоянными швами, располагаемыми в плоскости действия основных нагрузок, следует учитывать размеры стены, климатические условия, величины возможных осадок секций стен и другие особенности работы, а также применяемые марки бетона и камня.

Постоянные швы надлежит устраивать также для разделения подпорных стен на участки, в пределах которых ожидается различное напряженное состояние.

4.11. Постоянные швы в подпорных стенах, возводимых на нескальных основаниях, должны иметь ширину и конструкцию, которые исключают взаимные навалы секций стен при неравномерных осадках. В связи с этим швам рекомендуется придавать ступенчатый профиль с увеличением их ширины к верху стен. Наименьшая ширина шва (до 1 *см*) должна быть в пределах фундамента.

Конструкция шва в пределах фундаментной части может предусматривать взаимное зацепление смежных секций. Постоянные швы стен, возводимых на скальном основании, должны иметь ширину, обеспечивающую свободу температурных деформаций отдельных секций.

В постоянных швах между секциями стен следует предусматривать уплотнения для исключения выноса грунта.

4.12. Строительные швы и порядок укладки блоков бетонирования следует назначать с учетом температурных и усадочных деформаций в период строительства и обеспечения монолитности сооружения.

Для уменьшения количества горизонтальных строительных швов рекомендуется назначать возможно бóльшую по условиям производства работ высоту блоков бетонирования.

4.13. В тех случаях, когда основной профиль подпорной стены, подобранный по условиям прочности, не удовлетворяет условиям устойчивости стены, рекомендуется рассматривать специальные конструктивные мероприятия, повышающие ее устойчивость (см., например, профили стен на рис. 5).

4.14. В случае необходимости уменьшения фильтрационного давления на подошву стены, потерь воды на фильтрацию через основание и в обход сооружения и обеспечения фильтрационной устойчивости грунтов основания стены и контакта подошвы стены с основанием для подпорных стен, воспринимающих напор воды со стороны засыпки или с лицевой грани, должны назначаться конструктивные мероприятия против фильтрации в увязке с противофильтрационными и дренажными устройствами по другим сооружениям гидроузла.

В качестве противофильтрационных устройств в зависимости от инженерно-геологических условий основания рекомендуется применять деревянные и металлические шпунтовые ряды, бетонные диафрагмы, цементационные завесы (для скальных оснований) и др.

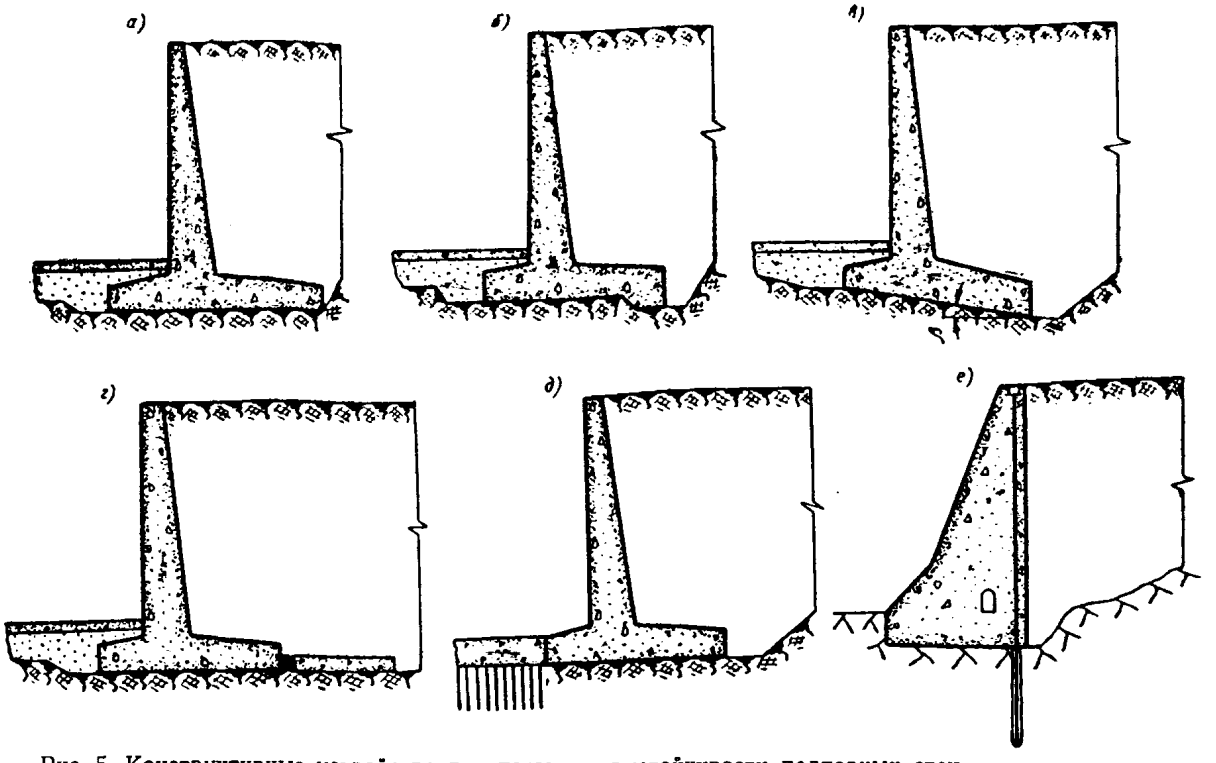


Рис. 5. Конструктивные устройства для повышения устойчивости подпорных стен

а — фундаментная плита, уширенная со стороны тыловой грани; *б* — то же, с зубом со стороны тыловой грани; *в* — фундаментная плита с обратным уклоном подошвы; *г* — уширенная фундаментная плита с анкерной плитой со стороны тыловой грани; *д* — упор на свайном ростверке со стороны лицевой грани; *е* — анкеровка стены к основанию при помощи арматуры.

Примечание. Варианты стен *б*, *г* и *д* — на нескальном основании, вариант стены *е* — на скальном ссновании, *а* и *в* — при скальном и нескальном основании.

4.15. Подпорные стены, подвергающиеся воздействию потока воды, текущей вдоль стен, или волновым воздействиям, следует защищать от подмыва фундамента.

4.16. Рекомендуется предусматривать мероприятия по понижению уровня и отводу грунтовых вод в засыпке и основании подпорных стен.

Для сопрягающих подпорных стен устоев плотин и зданий ГЭС, расположенных в верхнем бьефе, дренажные устройства следует увязывать с противофильтрационным контуром других сооружений гидроузла с тем, чтобы не допускать нарушения этого контура.

Для подпорных стен, расположенных в нижнем бьефе, рекомендуется устраивать дренажи с выводом из них воды через отверстия, расположенные ниже минимального (зимнего) уровня воды. Указанные отверстия должны служить отводящими водоводами от продольных дрен, проложенных в обратной засыпке. Конструкция дренажа должна предусматривать возможность контроля его работы, а в необходимых случаях и осмотра. Рекомендуется выполнять дренажи из сборных перфорированных железобетонных или асбестоцементных труб, обложенных обратным фильтром.

При проектировании обратных фильтров следует руководствоваться указаниями главы СНиП II-И.4-62 [16].

Для подпорных стен на нескальном основании, воспринимающих напор воды, рекомендуется в зависимости от инженерно-геологических и гидрогеологических условий предусматривать по их подошвам дренажи в виде обратных фильтров или дренировать основание с помощью скважин.

4.17. Проектная глубина и характер съема скалы в основании подпорной стены устанавливаются по данным инженерно-геологических изысканий.

Для прочного однородного скального основания стены расчистка основания должна производиться на глубину разборного слоя породы (без взрывов).

При расположении стены на слабом скальном основании глубина съема должна обеспечивать создание врезки и упора в скалу, обеспечивающего устойчивость против сдвига.

Поверхность скального основания не следует выравнивать. Рекомендуется предусматривать при слабых скальных породах общий подъем подошвы к лицевой грани стены.

4.18. Торцовые грани стен допускается армировать только при передаче усилий от смежных секций стены при навалах из-за неравномерных осадок.

4.19. Для исключения перекосов и навалов стен на засыпки в период строительства под действием пассивного давления грунта следует предусматривать специальный порядок производства работ по засыпке.

5. КОНТРОЛЬНО-ИЗМЕРИТЕЛЬНАЯ АППАРАТУРА И ЕЕ РАЗМЕЩЕНИЕ В ПОДПОРНЫХ СТЕНАХ

5.1. При проектировании подпорных стен следует предусматривать установку контрольно-измерительной аппаратуры, обеспечивающей наблюдение за сооружением в период строительства и эксплуатации.

5.2. Наблюдения должны предусматриваться с учетом особенности работы конструкции и назначения подпорных стен. Наблюдения за сооружениями разделяются на контрольные, имеющие целью контроль за состоянием сооружения и своевременное устранение обнаруженных отклонений от проектных условий строительства и эксплуатации, и специальные, предназначаемые для исследования отдельных проектных вопросов.

5.3. В период строительства проводятся следующие наблюдения:

а) для стен, возводимых на нескальном основании, — за вертикальной осадкой и горизонтальными перемещениями и перекосами;

б) за уплотнением и осадкой засыпки;

в) для массивных бетонных стен I и II классов капитальности — за температурным режимом блоков бетонирования;

г) для стен, в которых учитывалось пассивное давление без выпора,—за давлением грунта в процессе засыпки.

5.4. В период эксплуатации проводятся следующие наблюдения:

а) за горизонтальными перемещениями верха стены;

б) за вертикальными осадками стен, возводимых на нескальных основаниях;

в) за фильтрационным режимом и работой дренажа в засыпке для гидротехнических подпорных стен;

г) для стен высотой 20 *м* и более — за напряженным состоянием в сечениях стены и арматуры железобетонных и армокаменных конструкций стен;

д) для стен, где учитывается пассивное давление со стороны тыловой грани, — за давлением грунта;

е) в стенах, где предусматривается измерение напряжений, — за температурным режимом.

5.5. Наблюдения за перемещениями и осадками рекомендуется производить геодезическими методами. При этом для сооружений III и IV классов капитальности они могут быть разовыми без оборудования постоянных геодезических створов.

Остальные наблюдения выполняются с помощью закладной аппаратуры.

5.6. В проекте следует предусматривать минимально необходимый объем наблюдений, для чего все измерения, кроме фильтрационного режима и перемещений, рекомендуется сосредоточивать в отдельных характерных секциях стен, выделенных специально для этой цели. Наблюдения за фильтрационным режимом и перемещениями стен следует производить по всему фронту.

5.7. Выбор аппаратуры и способов ее установки в сооружении производится по специальным инструкциям.

ПРИБЛИЖЕННЫЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

А. Активное давление несвязных грунтов (к п. 2.5)

1. Активное давление несвязного грунта на подпорные стены определяется в предположении образования плоской поверхности обрушения грунта за стеной (рис. 6). На плоскости обрушения равнодействующая всех сил R_1 отклоняется от нормали на угол внутреннего трения грунта φ за стеной.

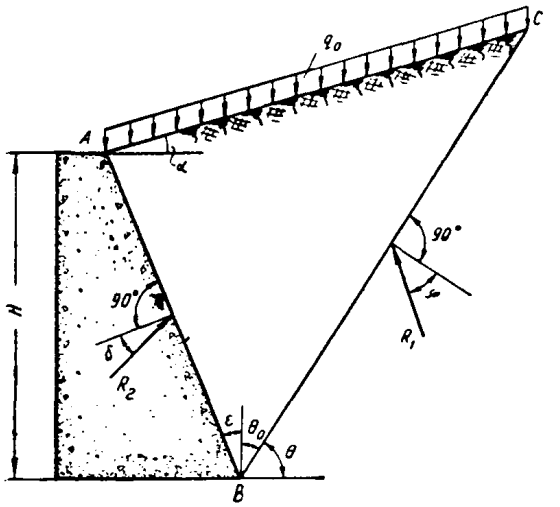


Рис. 6. К расчету активного давления несвязного грунта

На тыловой грани стены AB равнодействующая всех сил R_2 отклоняется от нормали на угол δ.

2. Активное давление несвязного грунта E_a на тыловую грань подпорной стены определяется по формуле

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma_{об} H^2 \lambda_a , \qquad (16)$$

где H — высота грунта у стены;

λ_a — коэффициент бокового (активного) давления грунта.

Коэффициент определяется по формуле

$$\lambda_a = \frac{1}{(1+\sqrt{z})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi-\varepsilon)}{\cos^2\varepsilon\cos(\varepsilon+\delta)} , \qquad (17)$$

где

$$z = \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\alpha)}{\cos(\varepsilon+\delta)\cos(\varepsilon-\alpha)} ,$$

ε — угол, образуемый тыловой гранью с вертикальной плоскостью;

α — угол наклона плоской поверхности грунта (засыпки) к горизонту;

$\gamma_{об}$ — объемный вес скелета грунта в состоянии естественной влажности.

Углы ε и α при отклонении тыловой грани от вертикали или поверхности засыпки от горизонтали против часовой стрелки имеют знак плюс; при отклонении по часовой стрелке — знак минус.

При вычислении величины λ_a разрешается пользоваться графиками и таблицами, составленными на основании формулы (17).

Примечание. Формула (16) неприменима в следующих случаях:

а) при $\alpha > \varphi$ (в этом случае допускается заменять откосную часть засыпки равномерно распределенной ступенчатой нагрузкой);

б) для стен с пологой тыловой гранью (в этом случае активное давление грунта рекомендуется вычислять, руководствуясь указаниями приложения 1 Б).

3. Угол отклонения равнодействующей давления грунта от нормали к тыловой грани стены (δ) принимается равным половине угла внутреннего трения ($\delta = 0{,}5\varphi$). При наличии специального обоснования допускается принимать:

а) $\delta = \varphi$ для стен с повышенной шероховатостью тыловой грани (например, со ступенчатой тыловой гранью);

б) $\delta = 0$: для мелкозернистых водонасыщенных песков и при наличии вибрационных нагрузок на поверхности засыпки, в этом случае допускается также рассматривать возможность уменьшения угла φ; при тыловых гранях подпорных стен, покрытых гидроизоляцией в виде битумных обмазок и битумных матов.

4. Горизонтальную и вертикальную составляющие давления грунта на подпорную стену следует вычислять по формулам:

$$E_{a.г} = E_a \cos(\varepsilon+\delta); \qquad (18)$$

$$E_{a.в} = E_a \sin(\varepsilon+\delta). \qquad (19)$$

5. Интенсивность давления грунта на тыловую грань подпорной стены на глубине H_c от верха засыпки определяется по формуле

$$q_a = \gamma_{об} H_c \lambda_a . \qquad (20)$$

Соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие интенсивности q равны $q_{a.г} = q_a \cos(\varepsilon+\delta)$; $q_{a.в} = q_a \sin(\varepsilon+\delta)$.

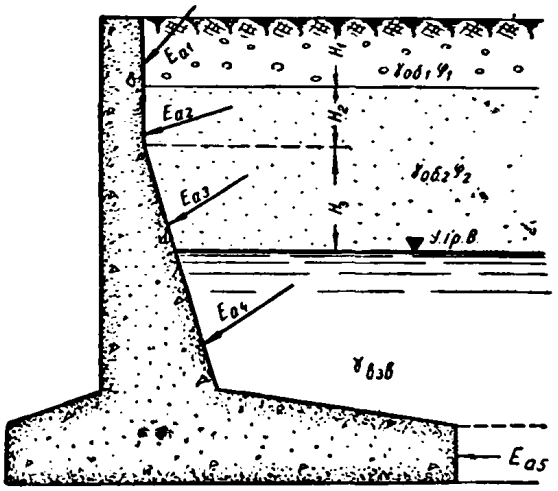


Рис. 7. К расчету активного давления несвязного грунта при ломаной поверхности тыловой грани

6. Активное давление несвязного грунта при ломаной поверхности тыловой грани подпорной стены, или при разнородных по высоте засыпки грунтах, или при наличии грунтовой воды за стеной (рис. 7) следует вычис-

лять по отдельным участкам, имеющим одинаковый уклон тыловой грани и одинаковые физико-механические характеристики грунта ($\gamma_{об}$ и φ). Равнодействующая активного давления грунта определяется как геометрическая сумма составляющих, определенных для каждого участка в отдельности. Активное давление грунта на

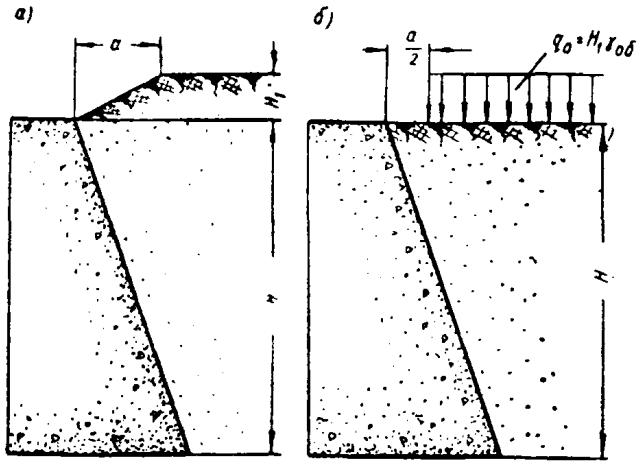


Рис. 8. К расчету активного давления грунта при ломаной поверхности засыпки

участок по высоте подпорной стены $H_к$ определяется по формуле

$$E_{а.к} = E_а + E_{aq_0}, \qquad (21)$$

где $E_а$ — определяется по формуле (16), принимая H равным $H_к$;

E_{aq_0} — давление лежащего выше к-ого слоя грунта, рассматриваемого как пригрузка интенсивностью q_0 на поверхности к-го слоя.

7. Активное давление грунта от равномерно распределенной пригрузки на его поверхности определяется по формуле

$$E_{aq_0} = \frac{H_к \lambda_а q_0}{(1 + \operatorname{tg}\varepsilon \cdot \operatorname{tg}\alpha)}. \qquad (22)$$

При $\alpha = \varepsilon = 0$

$$E_{aq_0} = q_0 H_к \lambda_а, \qquad (23)$$

где q_0 — интенсивность равномерно распределенной пригрузки на поверхности грунта за стеной или давление вышележащих слоев грунта на поверхность данного слоя.

Примечание. Ниже уровня грунтовых вод при расчете активного давления грунта объемный вес грунта $\gamma_{об}$ принимается равным $\gamma_{взв}$, а давление воды на тыловую грань вычисляется отдельно.

8. Ломаную поверхность грунтовой насыпи рекомендуется заменять горизонтальной с соответствующей внешней пригрузкой. Так, например, расчетная схема на рис. 8, *а* может быть приведена к схеме, показанной на рис. 8, *б*.

Примечание. При сложной поверхности засыпки допускаются также графические методы расчета активного давления грунта.

9. При наличии подвижной нагрузки на поверхности грунта за стеной активное давление на стену определяется в соответствии с СН 200—62 [25] следующим образом: временная подвижная нагрузка заменяется нагрузкой, равномерно распределенной по площадке со сторонами a и d, где a — высота стены, принимаемая не более 4 *м* для автомобильной нагрузки (или 3,6 и 5 *м* соответственно для колесной и гусеничной нагрузок, но не более длины рассчитываемого участка стены); d — ширина ската автомобиля, обода колеса или полосы гусеницы с учетом распределения через дорожное покрытие под углом 45°.

Учет пригрузок на части поверхности засыпки или неравномерной пригрузки поверхности грунта может производиться с использованием имеющихся аналитических зависимостей или графическим методом.

10. Эпюры активного давления грунта на подпорные стены рекомендуется строить исходя из следующих положений:

а) при плоской поверхности тыловой грани интенсивность давления однородного грунта на стену изменяется по линейному закону;

б) при отсутствии нагрузки на поверхности засыпки из однородного грунта эпюра давления имеет треугольное очертание;

в) при наличии равномерно распределенной нагрузки на поверхности засыпки из однородного грунта эпюра давления имеет трапецеидальную форму;

г) при изменении объемного веса грунта по высоте засыпки эпюра давления имеет перелом на границе между слоями грунта с разными объемными весами;

д) при различных значениях углов внутреннего трения грунта в двух смежных слоях засыпки эпюра давления на уровне контакта этих слоев имеет уступ.

11. Если подпорная стена поддерживает засыпку, лежащую на откосе котлована (рис. 9), активное давление может достигнуть максимального значения при обрушении грунтовой призмы по плоскости, совпадающей с откосом котлована. Условием подобного обрушения грунтовой призмы является следующее неравенство:

$$\frac{\operatorname{tg}(\bar{\alpha} - \varphi_{отк})}{\operatorname{tg}\bar{\alpha}} > \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_{зас}}{2}\right).$$

При удовлетворении данного условия при обрушении грунтовой призмы по откосу котлована активное давление грунта на стену следует вычислять по формуле

$$E_а = Q \operatorname{tg}(\bar{\alpha} - \varphi_{отк}), \qquad (24)$$

где

$$Q = \frac{q_0 H}{\operatorname{tg}\bar{\alpha}} + \frac{H^2}{2\operatorname{tg}\bar{\alpha}} \gamma_{зас};$$

$\varphi_{зас}$ — угол внутреннего трения грунта засыпки;

$\varphi_{отк}$ — угол внутреннего трения грунта в откосе котлована;

$\bar{\alpha}$ — угол между откосом котлована и горизонталью.

Значения коэффициентов бокового давления $\lambda_а$ могут приниматься по имеющимся графикам и таблицам, составленным на основании формулы 17.

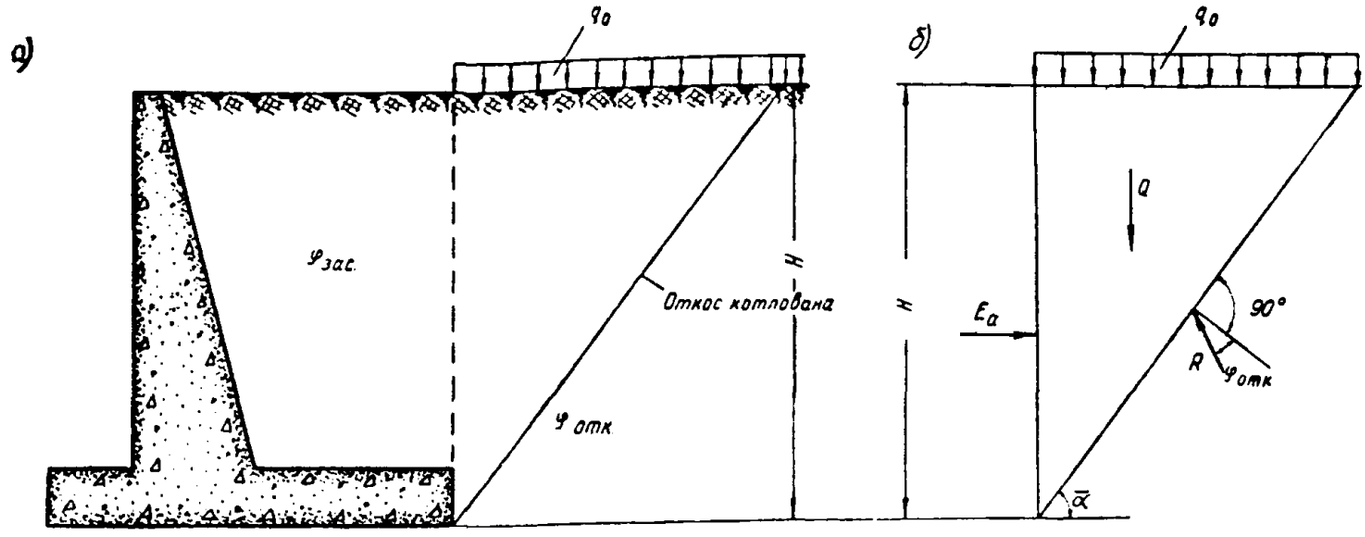


Рис. 9. К расчету активного давления грунта при сдвиге призмы обрушения по откосу котлована

а — схема загружения подпорной стены; *б* — силы, действующие на призму обрушения

Б. Активное давление несвязных грунтов на пологие подпорные стены (к п. 2.5)

1. Подпорная стена называется пологой при соблюдении неравенства $\varepsilon \geqslant \varepsilon_п$, где

$$\varepsilon_п = \operatorname{arctg}\left[\frac{1-\lambda_a}{2\operatorname{tg}\delta} \pm \sqrt{\left(\frac{1-\lambda_a}{2\operatorname{tg}\delta}\right)^2 - \lambda_a}\right];$$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Величины угла $\varepsilon_п$, вычисленные при $\delta = \frac{\varphi}{2}$ для грунтовой насыпи, характеризуемой углами внутреннего трения φ в пределах от 15 до 35°, приведены в табл. 4.

Таблица 4

Углы наклона тыловых граней пологих стен

φ в *град*	$\varepsilon_п$
15	71°
20	69°50′
25	68°20′
30	67°
35	65°20′

2. Активное давление несвязного грунта на пологую подпорную стену можно определять, вычисляя его для вертикальной плоскости, проходящей через нижнюю кромку пологого участка при $\delta = 0$. При этом к вертикальной составляющей давления грунта относится вес призмы последнего над пологим участком стены.

Горизонтальная составляющая активного давления грунта вычисляется по формуле

$$E_{а.г} = \frac{1}{2}\gamma_{об} H^2 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (25)$$

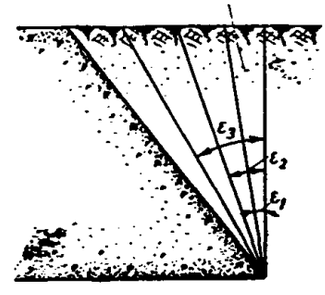


Рис. 10. К расчету давления грунта на пологие подпорные стены

3. Для уточнения величины активного давления грунта на пологие подпорные стены следует выявить положение расчетной плоскости передачи давления. В этих целях рекомендуется вычислить активное давление грунта (при $\delta = \varphi$) на несколько плоскостей, расположенных под углами ε_1, ε_2, ε_3 и т. д. к вертикали (рис. 10), и в результате сопоставления усилий следует выбрать расчетную величину, при которой будут выявлены наиневыгоднейшие условия загружения стены.

В. Активное давление несвязных грунтов на уголковые подпорные стены

1. При определении активного давления грунта на уголковые подпорные стены выше фундаментной плиты следует различать два случая:

а) за стеной возможно образование симметричной призмы обрушения (рис. 11);

б) за стеной образуется несимметричная призма обрушения (рис. 12). (Несимметричная призма обрушения образуется при короткой тыловой консоли.)

Активное давление грунта на уголковые подпорные стены, возводимые на податливых нескальных основа-

ниях, рекомендуется определять по указаниям настоящего приложения.

2. При образовании симметричной призмы обрушения активное давление грунта на подпорную стену уголкового профиля (см. рис. 11) определяется следующим образом.

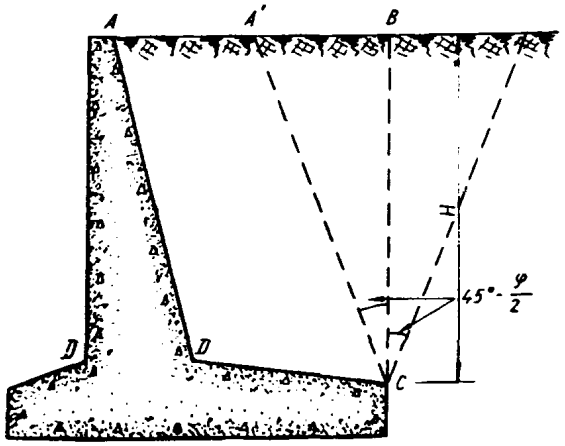


Рис. 11. К расчету активного давления грунта при симметричной призме обрушения

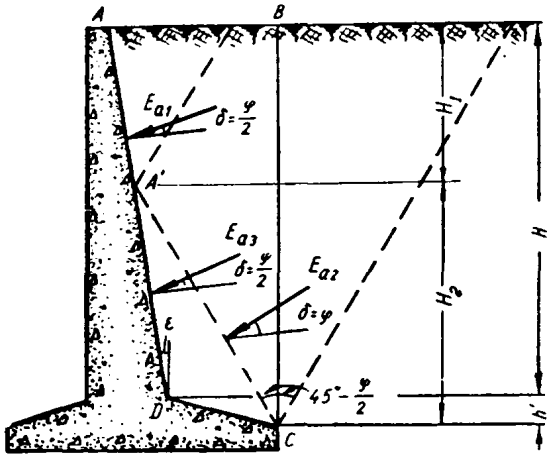


Рис. 12. К расчету активного давления грунта при несимметричной призме обрушения

Давление грунта принимается действующим на наклонную плоскость $A'C$, проведенную под углом $\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$ к вертикали при $\delta=\varphi$, по формуле (16); к собственному весу стены прибавляется вес грунта в контуре $AA'CD$.

Для приближенных расчетов допускается давление грунта принимать действующим на вертикальную плоскость CB и направленным горизонтально ($\delta=0$) и вычислять по формуле

$$E=\frac{1}{2}\gamma_{об}H^2\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right). \qquad (26)$$

В этом случае к вертикальной составляющей давления грунта относится вес последнего в контуре $ABCD$.

Примечание. При определении изгибающего момента в сечении $D-D$ давление грунта на участок стены AD вычисляется по формуле (16) при $\delta=0{,}5\varphi$.

3. При образовании несимметричной призмы обрушения (рис. 12) активное давление грунта на уголковую стену выше фундаментной плиты в расчетах устойчивости вычисляется в результате суммирования двух величин E_{a_1} и E_{a_2} при этом вес грунта в контуре $A'DC$ прибавляется к весу стены. Положение точки A' и, следовательно, величин H_1 и H_2 определяется графическим путем.

Величина E_a определяется по формуле

$$E_{a_1}=\frac{\gamma_{об}H_1^2}{2}\lambda_{a_1} \qquad (27)$$

при $\delta=\frac{\varphi}{2}$, $\alpha=0$, ε — соответствующем углу наклона тыловой грани.

Высота точки приложения E_{a_1} относительно точки C равна $\left(H_2+\frac{H_1}{3}\right)$.

Величина E_{a_2} определяется по формуле

$$E_{a_2}=\frac{\gamma_{об}H_2^2}{2}\left(1+\frac{2H_1}{H_2}\right)\lambda_{a_2} \qquad (28)$$

при $\delta=4$, $\alpha=0$, $\varepsilon=45°-\frac{\varphi}{2}$.

Высота точки приложения E_{a_2} относительно точки C равна $\frac{H_2(H_2+3H_1)}{3(H_2+2H_1)}\cos\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$.

Для расчетов прочности надфундаментной части стены определяется величина E_{a_3} по формуле

$$E_{a_3}=\frac{\gamma_{об}(H_2-h')^2}{2}\left(1+\frac{2H_1}{H_2-h'}\right)\lambda_{a_3} \qquad (28а)$$

при $\delta=\frac{\varphi}{2}$, $\alpha=-\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$, ε — соответствующем углу наклона тыловой грани стены.

В этом случае активное давление грунта равно сумме сил E_{a_1} и E_{a_3}.

Коэффициенты λ_{a_1}, λ_{a_2} и λ_{a_3} вычисляются по формуле (17) приложения 1А.

Высота точки приложения E_{a_3} относительно точки C равна $\frac{H_2-h'}{3}\cdot\frac{(H_2-h')+3H_1}{(H_2-h')+2H_1}$.

4. Для определения активного давления грунта на всю стену к активному давлению грунта, определенному в соответствии с вышеприведенными указаниями пп. 1—3, следует добавлять активное давление на тыловую грань фундаментной плиты, определяемое согласно п. 6 приложения 1А.

Г. Активное давление связных грунтов (к пп. 2.5 и 2.6)

1. Активное давление связного грунта на подпорные стены, так же как и для несвязного грунта, определяет-

ся в предположении образования плоской поверхности обрушения за стеной.

Активное давление связного грунта допускается определять по формуле

$$E_a = E_{a\varphi} - E_{a\varphi c}, \qquad (29)$$

где

$$E_{a\varphi} = \frac{\gamma_{об} H^2}{2} \cdot \frac{\cos(\varepsilon - \alpha)\sin(\theta_0 + \varepsilon)\cos(\theta_0 + \varphi)}{\cos^2\varepsilon \cos(\theta_0 + \alpha)\sin(\theta_0 + \varphi + \delta + \varepsilon)};$$

$$E_{a\varphi c} = \frac{cH\cos(\varepsilon - \alpha)\cos\varphi}{\cos\varepsilon\cos(\theta_0 + \varphi)\sin(\theta_0 + \varphi + \delta + \varepsilon)};$$

θ_0 — угол между плоскостью обрушения и вертикалью.

Расчет активного давления по формуле (29) производится подбором для нескольких углов θ_0. За расчетную величину активного давления принимается его наибольшее значение.

Значение угла δ рекомендуется принимать меньше $\frac{\varphi}{2}$, рассматривая возможность снижения его в отдельных случаях до 0.

2. При горизонтальной поверхности засыпки активное давление грунта на плоскую наклонную тыловую грань стены определяется по формуле (29) при следующих значениях $E_{a\varphi}$ и $E_{a\varphi c}$: $E_{a\varphi} = \frac{1}{2}\gamma_{об} H^2 \lambda_a$;

$$E_{a\varphi c} = \frac{cH}{\operatorname{tg}\varphi\cos\delta\cos\varepsilon}(1 - \lambda_a\cos\delta\cos\varepsilon) + \frac{c^2}{2\gamma_{об}\lambda_a \operatorname{tg}^2\varphi\cos^2\varepsilon\cos^2\delta}(1 - \lambda_a\cos\delta\cos\varepsilon)^2,$$

где λ_a — определяется по формуле (17).

Активное давление связного грунта на вертикальную тыловую грань подпорной стены при $\delta = \alpha = 0$ допускается определять по формуле

$$E_a = \frac{\gamma_{об} H^2}{2}\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2cH\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma_{об}}. \qquad (30)$$

Давление связных грунтов определяется без подбора угла θ_0.

Д. Пассивное давление грунта с выпором (к пп. 2.10 и 2.11)

1. При определении приближенным методом пассивного давления грунта с выпором $E_{п.в}$ предполагается, что при перемещении стены на грунт образуется плоская поверхность выпора.

2. При несвязных грунтах величину $E_{п.в}$ можно определить по формуле

$$E_{п.в} = \left(\frac{\gamma_{об} h_п^2}{2} + q_0 h_п\right)\lambda_{п.в}, \qquad (31)$$

где $h_п$ — глубина от поверхности выпираемого грунта до подошвы стены.

Коэффициент бокового давления выпора $\lambda_{п.в}$ допускается определять по формуле

$$\lambda_{п.в} = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (32)$$

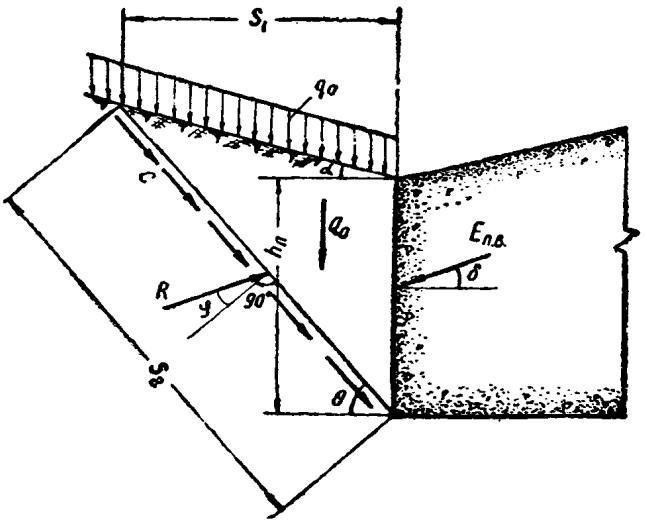


Рис. 13. К расчету пассивного давления с выпором при связных грунтах

3. При связных грунтах величину $E_{п.в}$ (рис. 13) можно определить по формуле

$$E_{п.в} = \frac{(Q_0 + q_0 S_1)\sin(\theta + \varphi) + S_2\cos\varphi\dfrac{c}{\operatorname{tg}^2(45° + \varphi/2)}}{\cos(\theta + \varphi + \delta)}, \qquad (33)$$

где Q_0 — вес призмы выпора;

S_1 — длина призмы выпора на поверхности грунта;

S_2 — длина плоскости выпора грунта;

θ — угол, образуемый плоскостью обрушения грунта и горизонтальной плоскостью.

Величина $E_{п.в}$ по формуле (33) определяется подбором для нескольких углов θ. За расчетное принимается наименьшее из вычисленных таким образом значений $E_{п.в}$.

4. Так как для развития пассивного давления грунта с выпором до величин, определяемых согласно пп. 2 и 3, необходимы значительные перемещения подпорных стен, рекомендуется при отсутствии обоснования о допустимости таких перемещений определять величину $E_{п.в}$ по формуле (31) при значении $\lambda_{п.в} = 1$, т. е. $E_{п.в} = \frac{\gamma_{об} h_п^2}{2} + q_0 h_п$.

Е. Давление грунта на практически неподвижные подпорные стены (давление грунта состояния покоя) (к п. 2.7)

1. При практически неподвижных относительно грунта подпорных стенах, когда перемещения точек тыловой

грани надфундаментной части стены под действием приложенных к ней сил, определенные с учетом податливости основания и гибкости стены, оказываются меньше $^1/_{5000}$ высоты рассматриваемой точки над фундаментом, давление грунта на стену определяется как давление грунта покоя по формуле

$$E_0 = \frac{\gamma_{об} H^2}{2} \lambda_0, \qquad (34)$$

где λ_0 — коэффициент бокового давления грунта состояния покоя, который определяется по формуле $\lambda_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$; μ — коэффициент Пуассона.

2. В стадии рабочих чертежей для стен I и II классов капитальности коэффициент бокового давления грунта состояния покоя λ_0 (или коэффициент Пуассона μ) назначается на основании экспериментальных исследований. На стадии проектного задания, а также для стен III и IV классов капитальности на всех стадиях проектирования допускается принимать следующие значения λ_0: для глины 0,7; суглинка 0,5; песка 0,4.

3. При наличии сплошной равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта давление грунта состояния покоя определяется по формуле

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma_{об} H^2 \left(1 + \frac{2q_0}{\gamma_{об} H}\right) \lambda_0. \qquad (35)$$

Ж. Пассивное давление грунта без выпора (к п. 2.9)

1. Перемещения подпорных стен в сторону грунта возникают:

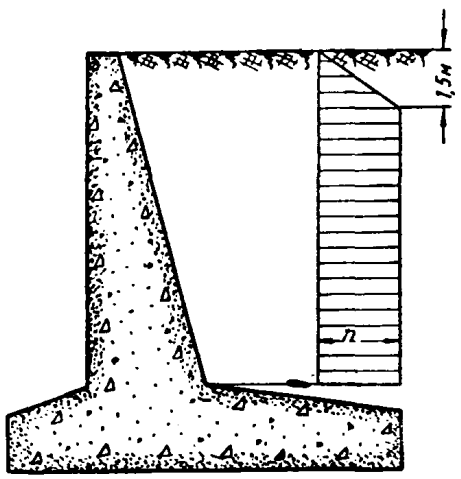


Рис. 14. Эпюра коэффициента постели

а) при приложении внешних нагрузок, например при наполнении и опорожнении камеры шлюза, при навале судов на них и т. д.;

б) при температурных воздействиях — при нагреве лицевой грани стены по мере повышения температуры воздуха или воды от зимы к лету.

Величины этих перемещений зависят от внешних воздействий, податливости основания, жесткости стены и фундаментной плиты и степени податливости грунта, препятствующего перемещениям стен.

2. Пассивное давление грунта без выпора, возникающее в результате перемещения стены на грунт, определяется путем расчета стены как балки, лежащей на упругом основании. В общем случае стены должны рассматриваться как балки с переменным моментом инерции по длине, лежащие на основании с переменными характеристиками податливости, и упругим защемлением на торце.

3. Для несвязных грунтов (песка, гравия, камня) рекомендуется рассчитывать подпорную стену как балку на упругом основании, характеризуемом коэффициентом постели $n = \frac{q}{\Delta y}$ *кг/см*^{3}, где Δy — перемещение данной точки стены в *см*.

Коэффициент постели зависит от рода грунта и размеров (высоты) стены.

Коэффициент постели рекомендуется принимать изменяющимся по глубине от 0 на поверхности до n=const на глубине 1,5 *м* и далее постоянным, не зависящим от глубины (рис. 14).

Значения коэффициентов постели для разных грунтов приведены в табл. 5.

Таблица 5

Коэффициенты постели несвязных грунтов

Виды грунтов засыпки	Коэффициенты постели при высоте подпорных стен от верха фундаментной плиты до верха засыпки в *м*		
	10	20	30 и более
Песчаные грунты:			
мелкие . . .	0,7—1,3	0,4—0,8	0,25—0,5
средней крупности	1,0—2,0	0,6—1,2	0,4 —0,8
крупные	1,5—3,0	0,9—1,8	0,6 —1,2
гравелистые . . .	3,0—6,0	1,8—3,6	1,2 —2,4

Бóльшие значения коэффициентов постели принимаются для более плотного, меньшие — для менее плотного грунта.

Для промежуточных значений высоты стены коэффициенты принимаются по линейной интерполяции.

Рекомендуется уточнять расчетное значение коэффициента постели по данным наблюдений за давлением грунта в период строительства сразу после выполнения хотя бы частичной засыпки. Для этого следует предусматривать установку грунтовых динамометров и организацию по ним наблюдений.

Примечание. При наличии специального обоснования может быть рассмотрен другой вид эпюры коэффициента постели, например в виде треугольника или трапеции.

4. При связных грунтах засыпки модуль деформации грунта назначается на основании лабораторных исследований грунта в перемятом состоянии с учетом переменной влажности и плотности.

5. Расчет стены как балки на упругом основании сводится к определению контактных давлений на границе грунта со стеной. Для несвязного грунта, характеризуемого коэффициентом постели, рекомендуется выполнять расчеты существующими методами или путем интегрирования дифференциального уравнения упругой

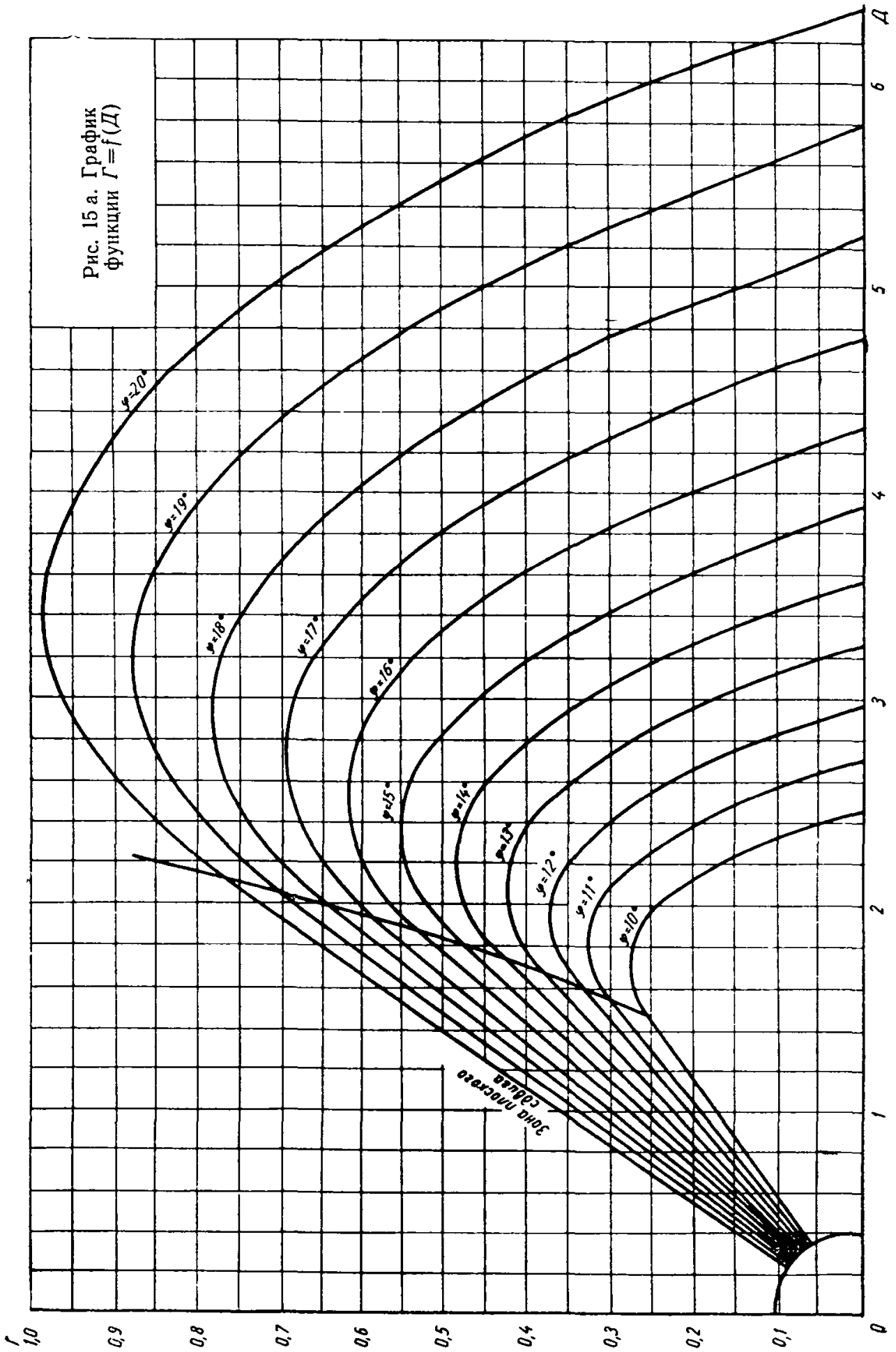


Рис. 15 а. График функции $\Gamma = f(Д)$

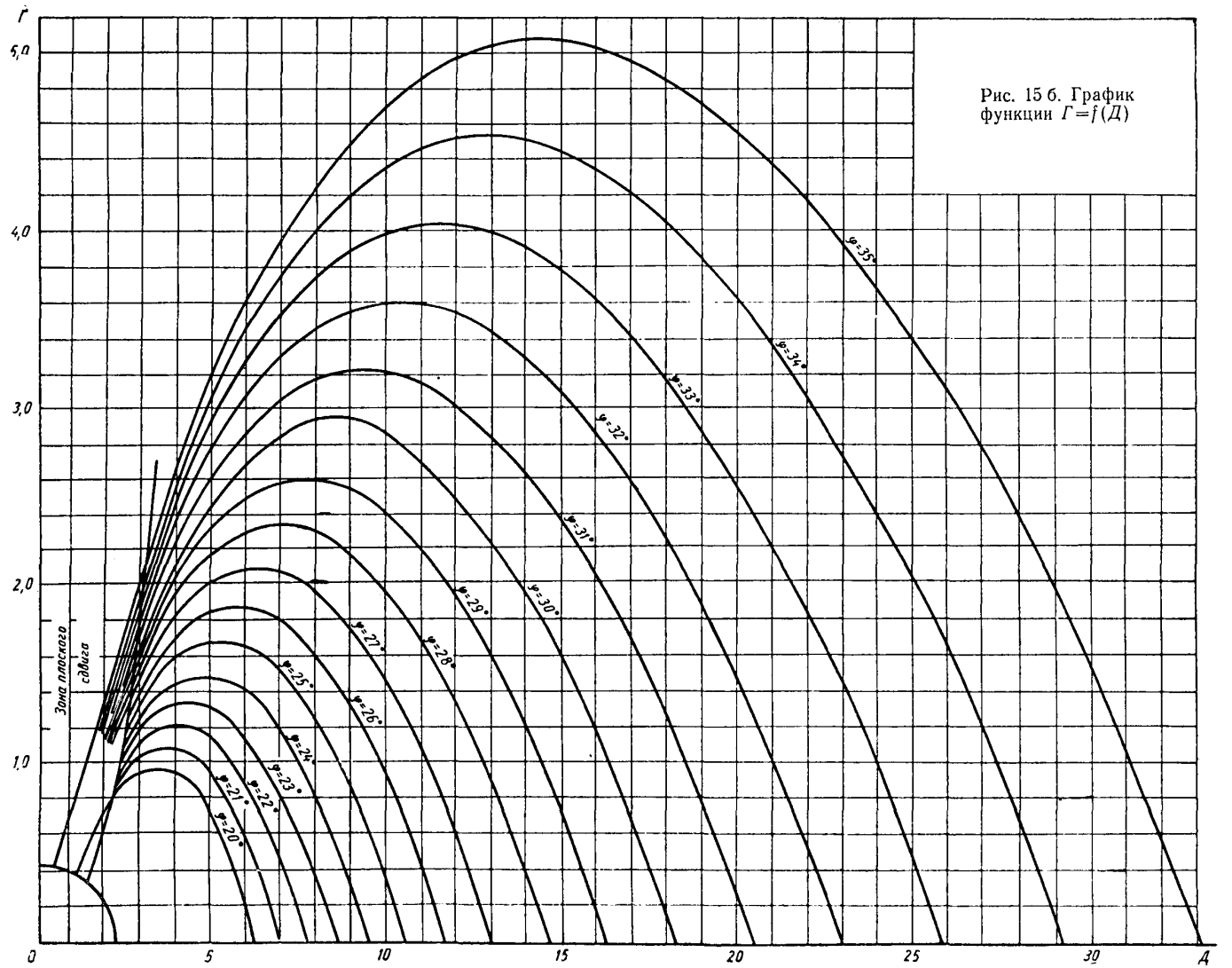


Рис. 15 б. График функции $Г=f(Д)$

линии балки, применяя приемы последовательного приближения.

При связных грунтах расчет может быть выполнен нахождением усилий в жестких фиктивных стержнях, установленных между стеной и грунтом. Расчет сводится к решению многократно статически неопределимой системы методом сил. Рекомендуется также применять экспериментальные методы решения задачи теории упругости, например на сеточном электроинтеграторе.

6. Жесткость стены назначается в зависимости от стадии ее работы до или после образования трещин.

7. В расчетах на температурные воздействия для определения углов поворота сечений стен при нагреве лицевой грани следует определить средние (расчетные) перепады температуры в этих сечениях $\Delta T_р$ по общим правилам расчета температурного поля сооружений. Перепады определяются за период от наиболее холодного до наиболее теплого месяца (за 6 месяцев).

8. Для бетонных и железобетонных стен при расчете температурной реакции грунта учитывается ползучесть бетона. За расчетное принимается давление грунта, определенное для старого бетона, обладающего наименьшей ползучестью.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ ДАВЛЕНИЙ В ОСНОВАНИИ ПОДПОРНЫХ СТЕН

А. Определение предельно допустимых давлений в основании подпорных стен (к п. 3.18)

1. В общем случае при связных однородных грунтах предельные нормальные и касательные давления можно вычислять по формулам:

$$\tau_{пр} = Г (Q_0 + c \operatorname{ctg} \varphi); \qquad (36)$$

$$\sigma_{пр} = Д (Q_0 + c \operatorname{ctg} \varphi) - c \operatorname{ctg} \varphi, \qquad (37)$$

где $Г$ и $Д$ — коэффициенты:

$$Г = \frac{1 + \sin \varphi \sin (2\varphi^* + \varphi)}{1 - \sin \varphi} e^{\left(2\varphi^* + \frac{\pi}{2} + \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi}$$

$$Д = \frac{\sin \varphi \cos (2\varphi^* + \varphi)}{1 - \sin \varphi} e^{\left(2\varphi^* + \frac{\pi}{2} + \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi};$$

здесь Q_0 — интенсивность пригрузки перед фундаментной плитой;

φ^* — угол наклона линий скольжения; принимается в пределах $\varphi \leqslant \varphi^* \leqslant \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)$;

e — основание натурального логарифма.

Для определения предельных величин давлений построены кривые $Г = f(Д)$ при различных значениях угла φ (рис. 15).

2. Предельно допустимые давления на грунт определяют условия местного выпора. Проверка возможности проявления местного выпора грунта производится следующим образом: а) при заданных значениях внешней нагрузки и пригрузки Q_0 определяются расчетные значения давлений: нормальные σ_A и касательные τ_A; б) по формулам (36) и (37) при подстановке τ_A и σ_A вместо $\tau_{пр}$ и $\sigma_{пр}$ вычисляются значения коэффициентов:

$$Г_A = \frac{\tau_A}{Q_0 + c \operatorname{ctg} \varphi}; \qquad Д_A = \frac{\sigma_A + c \operatorname{ctg} \varphi}{Q_0 + c \operatorname{ctg} \varphi}.$$

Из рис. 15 выбирается кривая $Г = f(Д)$, соответствующая данному φ (рис. 16);

в) по координатам $Г$ и $Д$ устанавливается положение точки A на графике зависимости $Г = f(Д)$. Если точка A располагается внутри контура, образованного кривой и осью $Д$, выпор грунта отсутствует.

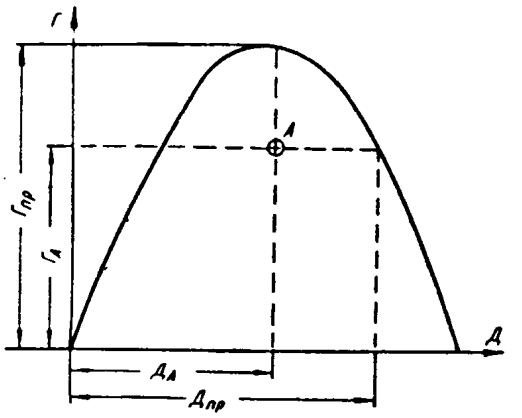


Рис.16. К расчету предельно допустимого давления в основании подпорных стен

Если точка A располагается вне контура, образованного кривой $Г = f(Д)$ и осью $Д$, то имеет место местный выпор грунта.

3. На кривой $Г = f(Д)$ по значениям $Г$ и $Д$, найденным в соответствии с п. 2, определяются предельные значения $Г_{пр}$ и $Д_{пр}$ (рис. 16). По этим значениям из формул (36) и (37) находятся $\tau_{пр}$ и $\sigma_{пр}$.

Б. Контактные давления по подошве подпорных стен, расположенных на связных грунтах (краткие указания) (к п. 3.16)

1. Определение давлений непосредственно по контакту сооружения с грунтом основания методами теории упругости допускается производить на основании

решения плоской задачи, т. е. как для балки, лежащей на полуплоскости.

2. Определение давлений следует производить с учетом нагрузок, приложенных непосредственно к фундаментной плите подпорной стены, а также боковых пригрузок, расположенных на грунте основания стены.

3. При учете пригрузок необходимо принимать во внимание последовательность производства работ. Если пригрузка возводится после постройки сооружения, то ее влияние на распределение давлений под фундаментной плитой следует учитывать полностью.

Если пригрузка выполняется в процессе или до возведения стены, ее влияние на давления под сооружением рекомендуется учитывать только частично (20—50% от полной величины пригрузки в зависимости от сроков возведения сооружения и выполнения боковой пригрузки).

При расчетах по схеме неограниченной полуплоскости расчетную длину боковой пригрузки следует ограничивать, принимая ее не более ширины фундамента.

Если толщина сжимаемого слоя меньше ширины фундамента B, то длина пригрузки не ограничивается.

4. Для абсолютно жестких фундаментов рекомендуется нагрузку приводить к вертикальной силе по оси фундамента, горизонтальной силе и моменту.

В остальных случаях давление следует вычислять с учетом гибкости. Для этого нагрузка, действующая на фундаментную плиту, разбивается на ряд сил P_1, P_2 и т. д., от которых определяются давления в отдельности, а затем суммируются.

5. При неоднородности грунтов, характеризуемых отношением модулей деформации отдельных слоев не более двух, допускается выполнять расчет контактных давлений методами теории упругости как для однородного грунта.

6. В расчетах контактных давлений методами теории упругости допускается пользоваться имеющимися таблицами и графиками.

В. Контактные давления по подошве подпорных стен, расположенных на несвязных грунтах (к п. 3.16)

1. При определении контактных давлений по подошве подпорных стен, расположенных на несвязных грунтах, необходимо различать следующие случаи:

а) фундаментная плита, лежащая на поверхности грунта или малозаглубленная;

б) фундаментная плита, заглубленная в основание.

К малозаглубленным фундаментам относятся такие, для которых справедливо соотношение $h_з \leqslant 0{,}2\frac{\sigma_{ср}}{\gamma_{об}}$,

где $h_з$ — глубина от поверхности грунта с лицевой или тыловой грани стены до ее подошвы;

$\sigma_{ср}$ — среднее нормальное давление по подошве фундамента.

2. Определение нормальных контактных давлений для малозаглубленных фундаментов подпорных стен производится следующим образом.

а) В случае, когда равнодействующая всех внешних сил проходит через центр тяжести подошвы сооружения, определение величин нормальных контактных давлений производится по формуле:

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{ср}, \qquad (38)$$

где σ_x — нормальное контактное давление в точке, находящейся на расстоянии x от центра тяжести фундамента;

$\bar{\sigma}_x$ — относительная ордината эпюры контактных давлений в соответствующей точке, определяемая по табл. 6 в зависимости от числа $N'_\sigma = \frac{\sigma_{ср}}{B\gamma_{об}}$ (ниже уровня грунтовых вод следует принимать $\gamma_{об} = \gamma_{взв}$).

Таблица 6

Ординаты эпюры контактных давлений $\bar{\sigma}_x$

$\frac{2x}{B}$	Ординаты $\bar{\sigma}_x$ при N'_σ						
	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	1,03	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	1,08	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

Примечание. В случае если действительная величина N'_σ отличается от табличной, $\bar{\sigma}_x$ определяется интерполяцией.

б) В случае внецентренного приложения к основанию равнодействующей внешних сил величины нормальных контактных давлений определяются по формуле:

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{ср}\left(1 \pm \frac{12ex}{B^2} m\right), \qquad (39)$$

где e — эксцентрицитет приложения нагрузки;

m — поправочный коэффициент, принимаемый по табл. 7.

Таблица 7

Поправочные коэффициенты m

N'_σ	0,5	1	2	4	6	8	10
m	1,2318	1,277	1,337	1,402	1,464	1,501	1,528

Формула (39) может быть применена только при $\frac{2e}{B} \leqslant \frac{1}{3m}$ (из условия, что растягивающие напряжения по контакту подошвы фундамента с основанием не допускаются).

3. Определение нормальных контактных давлений для заглубленных фундаментов подпорных стен производится двумя способами:

а) по указаниям п. 2 настоящего приложения;

б) по формулам внецентренного сжатия.

4. К заглубленным фундаментам следует относить также и такие фундаменты стен, которые не удовлетворяют условию $h_з \leqslant 0{,}2\frac{\sigma_{ср}}{\gamma_{об}}$ только с одной стороны стены. Поэтому фундаменты подпорных стен, как правило, относятся к заглубленным.

5. Касательные контактные давления, обусловленные воздействием на фундамент горизонтальных сил, принимаются:

а) равномерно распределенными по подошве сооружения в том случае, если нормальные контактные давления определены по формулам внецентренного сжатия;

б) пропорциональными соответствующим величинам нормальных давлений, если последние определены по указаниям п. 2 настоящего приложения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ ЗАСЫПКИ ПАЗУХ. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Таблица 8

Характеристики грунтов засыпки пазух подпорных стен
(φ в *град*; *c* в *кг/см²*)

Виды грунтов		Характеристики грунтов	при коэффициентах пористости		
			0,41—0,5	0,51—0,6	0,61—0,7
			и объемном весе грунта в *г/см³*		
			1,75—1,8	1,6—1,65	1,55—1,6
Песчаные грунты	гравелистые и крупные	φ	42	39	37
	средней крупности	φ	39	37	34
	мелкие	φ	37	35	31

Песчаные грунты			при коэффициентах водонасыщения					
			⩾0,8	<0,8	⩾0,8	<0,8	⩾0,8	<0,8
	пылеватые	φ	34	36	32	34	28	30
		c	0	0	0	0	0	0
Супеси		φ	24	27	23	26	22	24
		c	0,03	0,06	0,02	0,05	0,01	0,03

Примечания: 1. Характеристики песчаных грунтов, кроме пылеватых, относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащими не более 20% полевого шпата и не более 5% различных примесей (слюда, глауконит и пр.).

2. Характеристики пылеватых песков и супесей относятся к грунтам четвертичных отложений при содержании растительных остатков не более 5%.

3. Значения объемного веса грунта засыпки, принимаемые в расчетах, следует определять с учетом его влажности.

Таблица 9

Инженерно-геологическая классификация скальных грунтов

Группа грунтов по инженерно-геологической классификации	Генетические группы скальных грунтов							
	изверженные			метаморфические			осадочные	
	полнокристаллические средне- или крупнозернистые	полнокристаллические мелкозернистые и гиганто-зернистые или порфировидные	скрытокристаллические, порфировые, почти плотные	массивные	сланцевые	обломочные и глинистые	органогенные и органогенно-химические	эффузивно-осадочные
Группа I — скальные грунты с временным сопротивлением сжатию > 400 *кг/см²*	Гранит	Гранит-порфир, микрогранит	Кварцевый порфир, липарит	Мрамор, кварцит	Гнейсы, кристаллические сланцы	Песчаники, алевролиты и конгломераты с кремнистым или карбонатным цементом	Окремнелые известняки, доломиты	
	Сиенит	Сиенито-порфир	Порфир, трахит					
	Гранодиорит	Грано-диорит-порфир	Кварцевый порфирит, дацит					
	Диорит	Диоритовый порфирит	Порфирит, андезит					
	Габбро	Габбро-порфирит	Диабаз, базальт					
Группа II — скальные грунты с временным сопротивлением сжатию 50—400 *кг/см²*	Грунты I группы, имеющие пониженные показатели физико-механических свойств вследствие трещиноватости и выветрелости					Песчаники и конгломераты с глинистым цементом, глинистые сланцы, аргиллиты	Известняки, доломиты	Вулканические туфы, туфогенные и туффитовые грунты (брекчии и конгломераты, песчаники и алевролиты)

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ПЕРЕЧЕНЬ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ, ПОДЛЕЖАЩИХ УЧЕТУ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПОДПОРНЫХ СТЕН ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

1. СНиП I-В.3-62. Бетоны на неорганических вяжущих и заполнителях
2. СНиП I-В.4-62. Арматура для железобетонных конструкций
3. СНиП I-В.5-62. Железобетонные изделия. Общие указания
4. СНиП I-В.5.2-62. Железобетонные изделия для сооружений
5. СНиП I-В.8-62. Материалы и изделия из природного камня
6. СНиП I-В.27-62. Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы и изделия, стойкие против коррозии
7. СНиП II-А.10-62. Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования
8. СНиП II-А.11-62. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования
9. СНиП II-А.12-62. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования
10. СНиП II-Б.2-62. Основания и фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. Нормы проектирования
11. СНиП II-Б.3-62. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования
12. СНиП II-В.2-62. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования
13. СНиП II-И.1-62*. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования
14. СНиП II-И.2-62. Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования
15. СНиП II-И.3-62. Сооружения мелиоративных систем. Нормы проектирования
16. СНиП II-И.4-62*. Плотины земляные насыпные. Нормы проектирования
17. СНиП III-В.3-62. Бетонные и железобетонные конструкции сборные. Правила производства и приемки монтажных работ
18. СН 288—64. Указания по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям
19. СН 123—60. Нормы и технические условия проектирования бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях
20. СН 249—63*. Инструкция по проектированию. Признаки и нормы агрессивности воды — среды для железобетонных и бетонных конструкций
21. СН 76—59. Технические условия определения ледовых нагрузок на речные сооружения
22. СН 144—60. Технические условия определения нагрузок от судов на причальные сооружения
23. СН 55—59. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений
24. СН 92—60. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега
25. СН 200—62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб
26. ТП 101—65. Технические правила по экономному расходованию металла, леса и цемента и по рациональной области применения сборных железобетонных и металлических конструкций в строительстве

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1. Общие положения 3
2. Давление грунта на подпорные стены 6
3. Расчеты подпорных стен 8
4. Конструирование подпорных стен 14
5. Контрольно-измерительная аппаратура и ее размещение в подпорных стенах . . . 17

Приложение 1. Приближенные методы определения давления грунта на подпорные стены

А. Активное давление несвязных грунтов 18
Б. Активное давление несвязных грунтов на пологие подпорные стены 20
В. Активное давление несвязных грунтов на уголковые подпорные стены . . . . —
Г. Активное давление связных грунтов 21
Д. Пассивное давление грунта с выпором 22
Е. Давление грунта на практически неподвижные подпорные стены (давление грунта состояния покоя) . . . . . —
Ж. Пассивное давление грунта без выпора 23

Приложение 2. Определение контактных давлений в основании подпорных стен

А. Определение предельно допустимых давлений в основании подпорных стен . . 26
Б. Контактные давления по подошве подпорных стен, расположенных на связных грунтах . . . . . —
В. Контактные давления по подошве подпорных стен, расположенных на несвязных грунтах 27

Приложение 3. Характеристики грунтов засыпки пазух. Инженерно-геологическая классификация скальных грунтов 28

Приложение 4. Перечень нормативных документов, подлежащих учету при проектировании подпорных стен гидротехнических сооружений 30

ГОССТРОЙ СССР
Строительные нормы и правила
Часть II, раздел И. Глава 10
Подпорные стены гидротехнических сооружений
Нормы проектирования

* * *

Стройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства Т. А. Дрозд
Технический редактор В. М. Родионова
Корректор Г. С. Воронина

Сдано в набор 15. X 1965 г. Подписано к печати 7. IV 1966 г
Бумага 84×108$^{1}/_{16}$ —1,0 бум. л.
3,36 усл. печ. л. (3,35 уч.-изд. л.)
Тираж 28.000 экз. Изд. № XII-9952. Зак. № 2565. Цена 17 коп.

Владимирская типография Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б

ОПЕЧАТКИ

Стр.	Колонка	Строка	Напечатано	Следует читать
13	Левая	8-я снизу	сечения более	сечения контрфорса более
21	Правая	15-я сверху	Величина E_a	Величина E_{a_1}
21	Правая	23-я сверху	при $\delta = 4$	при $\delta = \varphi$
21	Правая	11-я снизу	C	$Д$
22	Левая	8-я сверху	$(\Theta_0+\varphi)$	$(\Theta_0+\alpha)$
26	Левая	1-я снизу	τA	τ_A

Зак. 2565

gost.e-ecolog.ru