

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

---

# ВРЕМЕННАЯ ИНСТРУКЦИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ  
СТЕН СООРУЖЕНИЙ  
И ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ  
ЗАВЕС, УСТРАИВАЕМЫХ  
СПОСОБОМ  
«СТЕНА В ГРУНТЕ»

СН 477-75



Москва—1976

---

Издание официальное

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

---

# ВРЕМЕННАЯ ИНСТРУКЦИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ  
СТЕН СООРУЖЕНИЙ  
И ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ  
ЗАВЕС, УСТРАИВАЕМЫХ  
СПОСОБОМ  
«СТЕНА В ГРУНТЕ»

СН 477-75

Утверждена  
Государственным комитетом Совета  
Министров СССР  
по делам строительства  
17 октября 1975 г.



Москва Стройиздат 1976

---

**Временная инструкция по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте» (СН 477-75) разработана НИИОСП им. Герсеванова Госстроя СССР, ВНИИГС и институтом «Фундаментпроект» Минмонтажспецстроя СССР, институтом «Гидроспецпроект» Всесоюзного объединения «Гидроспецстрой» с участием ВНИИГ им. Веденеева Минэнерго СССР, НИИСК Госстроя СССР, ЦНИИС Минтрансстроя, НИИСП Госстроя УССР и проектно-изыскательской конторы «Укрспецстройпроект» треста «Укргидроспецфундаментстрой» Минмонтажспецстроя УССР.**

Редакторы — инж. *Л. Е. Темкин* (Госстрой СССР), кандидаты техн. наук *Б. С. Федоров*, *А. С. Снарский* и инж. *А. А. Арсеньев* (НИИОСП им. Герсеванова Госстроя СССР) и канд. техн. наук *В. Ф. Раюк* (ВНИИГС Минмонтажспецстроя СССР).

© Стройиздат, 1976

Б 30213—531  
047(01)—76 Инструкт.-нормат., I-II вып.—8—76

<b>Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР)</b>	<b>Строительные нормы</b> <b>Временная инструкция по проектированию стен сооружений и противофильтра- ционных завес, устраиваемых способом «стена в грунте»</b>	<b>СН 477-75</b> <b>—</b>
---	--	------------------------------

## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**1.1.** Требования настоящей Инструкции должны выполняться при проектировании подземных и заглубленных в грунт стен сооружений, а также противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте».

**1.2.** Проектирование стен и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте», допускается для сооружений и зданий, возводимых на площадках с любыми геологическими и гидрогеологическими условиями, за исключением площадок с геологически неустойчивыми условиями (карст, оползни и т. п.), а также когда основания сложены крупнообломочными грунтами с незаполненными пустотами между зернами грунта либо сложены илами текучей консистенции.

**1.3.** Стены и противофильтрационные завесы, устраиваемые способом «стена в грунте», наиболее рационально предусматривать для строительства:

в сложных гидрогеологических условиях и при высоком уровне грунтовых вод, причем наиболее эффективно в водонасыщенных грунтах при возможности заглубления стены в водоупорный слой;

подземных помещений и ограждений котлованов в городских условиях вблизи существующих зданий, соо-

<b>Внесена НИИОСП им. Герсе- ванова Госстроя СССР</b>	<b>Утверждена Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 17 октября 1975 г.</b>	<b>Срок введения в действие 1 июля 1976 г.</b>
---	---	--

ружений, коммуникаций, а также подземных сооружений на территории бульваров, скверов, широких улиц и т. д.;

на свободных территориях при необходимости ограждения больших котлованов.

**1.4.** Применение стен и противофильтрационных завес, выполняемых в соответствии с требованиями настоящей Инструкции, допускается предусматривать в проектах:

сооружений и зданий промышленных предприятий и объектов гражданского назначения (подземные этажи и фундаменты производственных, общественных и жилых зданий, скиповые ямы, установки непрерывной разливки стали, колодцы для дробильных цехов и горно-обогатительных предприятий, бункерные ямы, подземные технологические галереи, подземные гаражи и помещения другого назначения);

транспортных сооружений (подземные переходы и переезды под улицами и дорогами, станции и тоннели метрополитенов мелкого заложения, подземные автомагистрали);

гидротехнических сооружений (водозаборы и насосные станции, противофильтрационные завесы плотин и дамб, сухие доки, шлюзы, набережные, причальные стены и др.);

защиты котлованов и карьеров от притока подземных вод.

При этом применение стен и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте», должно быть обосновано технико-экономическими расчетами путем сравнения: стен со стенами подземных сооружений, устраиваемых в открытых котлованах, в том числе с использованием шпунтовых ограждений, с применением опускных колодцев и другими способами, а противофильтрационных завес — с завесами других конструкций и другими средствами защиты от притока подземных вод.

**1.5.** Инженерно-геологические изыскания, необходимые для проектирования стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте», должны производиться в соответствии с общими требованиями главы СНиП по инженерным изысканиям для строительства; при этом в отчетных материалах изысканий должны содержаться дополнительные данные, характеризующие вид, состояние фунда-

ментов и их оснований, расположенных вблизи зданий и сооружений, а также данные о нагрузках, передаваемых на основания.

**1.6.** При проектировании стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте», должны быть определены и в проекте указаны основные данные по технологии производства работ (длина захватки, удельные веса тиксотропного раствора и бетона, продолжительность выполнения бетонных работ и др.).

**1.7.** Стены сооружения (здания), устраиваемые способом «стена в грунте», допускается предусматривать прямолинейного; криволинейного или ломаного очертания в плане; при этом такие стены допускается проектировать монолитными с бетонированием, осуществляется методом вертикально-перемещающейся трубы (ВПТ) или нагнетанием бетонной смеси насосом с вытеснением глинистого раствора, либо сборными из железобетонных элементов заводского изготовления.

Стены следует проектировать из тяжелого бетона плотной структуры проектной марки по прочности на сжатие не ниже М 200 для монолитных и не ниже М 300 для сборных конструкций. Проектную марку бетона или раствора для замоноличивания стыков сборных конструкций следует принимать не ниже проектной марки бетона соединяемых элементов.

Бетон для стен сооружений (зданий), устраиваемых в обводненных грунтах, должен иметь проектную марку по водопроницаемости не ниже В 2 и марку по морозостойкости не ниже Мрз 50.

**1.8.** Требования к бетону и арматуре устанавливаются по соответствующим главам СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. Дополнительные требования к бетону, укладываемому в конструкции методом ВПТ, устанавливаются в соответствии с главой СНиП на производство и приемку работ по возведению монолитных бетонных и железобетонных конструкций.

В стенах, выполняемых из монолитного бетона, укладываемого методом ВПТ, в качестве рабочей арматуры должна применяться стержневая арматура периодического профиля. Применение гладкой арматуры для указанных целей не допускается.

**1.9.** Глинистый раствор для заполнения траншей или

буровых скважин при их проходке должен иметь состав, удельный вес и другие показатели качества, обеспечивающие устойчивость стенок траншей или скважин до полного окончания работ по устройству стен или противофiltрационных завес. Данные по подбору состава глинистого раствора должны содержаться в проекте производства работ в соответствии с требованиями главы СНиП по производству и приемке работ по устройству оснований и фундаментов. Удельный вес раствора при использовании для его приготовления бентонитовых глин следует принимать 1,05—1,15 гс/см<sup>3</sup> и при использовании глин других видов — 1,10—1,30 гс/см<sup>3</sup>.

**1.10.** Для заполнения траншей противофiltрационных завес допускается предусматривать твердеющие материалы (бетон, глиноцементные растворы — пп. 1.7, 1.8 и 1.11 настоящей Инструкции) или нетвердеющие материалы (комовая глина, заглинизованный грунт — пп. 1.12 и 1.13 настоящей Инструкции) и другие материалы, удовлетворяющие требованиям качества и технологии сооружения противофiltрационных завес.

**1.11.** Глиноцементный раствор для заполнения траншей или скважин должен отвечать следующим требованиям:

удельный вес 1,5—1,8 гс/см<sup>3</sup>;

проектная прочность при сжатии затвердевшего раствора не более 30 кгс/см<sup>2</sup>;

выход камня при затвердении не менее 98%.

Для приготовления глиноцементного раствора должны применяться: глины и суглинки с содержанием не более 30% частиц размером менее 0,005 мм;

цементы любой марки, стойкие к химическому составу подземных вод;

заполнители — пески мелкие и средней крупности в соотношениях, при которых достигаются указанные требования к глиноцементным растворам.

Состав глиноцементных растворов должен подбираться в лабораторных условиях.

**1.12.** Комовая глина, используемая в качестве нетвердеющего материала для заполнения траншей, должна в процессе ее укладки в траншею отвечать следующим требованиям:

быть плотной и медленно размокаемой в воде;

иметь явно выраженную комовую структуру в насыпи: основная масса комьев должна быть размером не

менее 10 см, а максимальный размер комьев не должен превышать  $\frac{1}{3}$  ширины траншеи;

природная влажность должна быть близка к пределу раскатывания, консистенция твердая, полутвердая или тугопластичная (т. е. с показателем консистенции  $I_L \leq 0,50$ ).

Подбор глины, пригодной для устройства противовфильтрационных завес, должен обосновываться специальными лабораторными исследованиями или, в особых ответственных случаях, опытными работами.

1.13. Заглинизованный грунт, т. е. смесь извлеченного из траншеи грунта с глинистым раствором, образуемый главным образом в процессе проходки траншеи, должен содержать (по весу) не менее 10—15% глинистых частиц с равномерным их распределением по всему объему смеси. При необходимости допускается предусматривать обогащение извлеченного из траншеи грунта глинистым раствором и дополнительное его перемешивание.

Консистенция заглинизированного грунта (смеси) должна быть такой, при которой обеспечивается качественная укладка его в траншеею по заданной технологической схеме.

## 2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.1. При проектировании стен подземных сооружений, устраиваемых способом «стена в грунте», должны учитываться действующие на них нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства и эксплуатации, а также от сооружения или здания, опирающегося на эти стены; для сборных элементов стен должны учитываться также нагрузки, возникающие при их изготовлении, транспортировании и монтаже.

2.2. Нормативные нагрузки, коэффициенты перегрузки и сочетания нагрузок должны приниматься в соответствии с требованиями глав СНиП по нагрузкам и воздействиям и по проектированию оснований зданий и сооружений с учетом дополнительных требований, приведенных в пп. 2.3—2.19 настоящей Инструкции.

2.3. Нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства стен, устраиваемых способом «стена в грунте», и соответствующие им коэффициенты перегрузки должны приниматься по табл. 1.

Таблица 1

Нагрузки и воздействия	Единица измерения	Обозначение нагрузок и воздействий	Коэффициент перегрузки $n$	Номера пунктов настоящей Инструкции, по которым определяются нагрузки и воздействия
<b>Постоянные</b>				
1. Вес строительных конструкций	тс	$G_c$	1,1(0,9)	2.4
2. Основное давление грунта (горизонтальное) на стены	тс/м <sup>2</sup>	$p_g$	1,1(0,9)	2.5
3. Боковое давление, возникающее в грунте при заполнении траншей бетоном и передаваемое грунтом на стены после затвердения бетона	"	$p_{g,6}$	1,1(0,9)	2.6
4. Дополнительное давление грунта на стены (горизонтальное), вызываемое наклоном пластов грунта	"	$p_{g,1}$	1,1(0,9)	2.8
5. Гидростатическое давление грунтовых вод (горизонтальное) на стены	"	$p_w$	1,1(0,9)	2.9
6. Дополнительное неравномерное давление грунта (горизонтальное) на стены круглых в плане подземных сооружений, вызываемое неоднородностью грунта в плане	"	$p_{g,3}$	1,0	2.10
7. Усилия трения стен по грунту	тс	$T$	1,0	2.11
8. Усилия натяжения анкеров	"	$Q_a$	1,1	2.12
9. Пригрузка днища сооружения анкерами против всплыивания	"	$Q_{\text{пр.}a}$	1,0	2.13

Продолжение табл. 1

Нагрузки и воздействия	Единица измерения	Обозначение нагрузок и воздействий	Коэффициент перегрузки $n$	Номера пунктов настоящей Инструкции, по которым определяются нагрузки и воздействия
Кратковременные				
10. Дополнительное давление грунта (горизонтальное) на стены, вызываемое нагрузками, расположенными на поверхности грунта	тс/м <sup>2</sup>	$p_{r,2}$	1,0	2.14
11. Нагрузки на перекрытия от погрузочных и транспортных средств и нагрузки на поверхности грунта	"	$p_{r,4}$	1,1	2.15

П р и м е ч а н и я: 1. При расчете стен и их оснований на нагрузки, возникшие в стадии возведения, расчетные значения кратковременных нагрузок следует снижать на 20%.

2. Значения коэффициентов перегрузки, указанные в скобках, должны приниматься при расчете конструкций и оснований в случаях, когда при этих значениях ухудшается работа конструкций или основания.

3. При расчете стен и их оснований по деформациям коэффициенты перегрузки следует принимать равными единице.

2.4. Нормативные значения веса строительных конструкций  $G_c^h$  следует определять по проектным размерам элементов, принимая объемный вес железобетонных конструкций в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

2.5. Нормативное значение основного давления грунта (горизонтального)  $p_r^h$  на стены на глубине  $z$  следует определять как давление грунта с горизонтальной поверхностью в состоянии покоя по формулам:

выше водоупорного слоя

$$p_r^h = p_{6z} k_{0z}; \quad (1)$$

в водоупорном слое

$$p_r^h = [p_{6z} + (h_{B,C} - h_B) \gamma_W^h] k_{0z}, \quad (2)$$

где  $p_{6z}$  — нормативное значение природного (бытового) давления грунта на глубине  $z$  от поверхности грунта с учетом взвешивающего действия грунтовых вод;

$k_{0z}$  — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, принимаемый: для крупнообломочных грунтов  $k_{0z}=0,3$ ; для песков и супесей  $k_{0z}=0,4$ ; для суглинков  $k_{0z}=0,5$ ; для глин  $k_{0z}=0,7$ ;

$h_{в.с}$  — разность отметок поверхности грунта и водоупорного слоя, м;

$h_в$  — разность отметок поверхности грунта и уровня грунтовых вод, м;

$\gamma_W^H$  — нормативное значение объемного веса воды, равное 1 тс/м<sup>3</sup>.

При определении давления  $p_g^H$  на стены ниже дна котлована (со стороны выемки) по формулам (1) и (2) отсчет глубины  $z$  следует вести от отметки дна котлована.

2.6. Нормативное значение бокового давления  $p_{г.б}^H$ , возникающего в грунте при заполнении траншеи бетоном (для монолитных стен) и передаваемое грунтом на стены после затвердения его, следует определять по формуле

$$p_{г.б}^H = h_d (\gamma^H - \gamma_t^H) + \gamma_t^H (z - h_t) - \gamma_W^H (z - h_v) \eta, \quad (3)$$

где  $h_d$  — высота столба бетонной смеси (или цементного раствора), определяемая в соответствии с требованиями главы СНиП на производство и приемку работ по возведению бетонных и железобетонных конструкций, м;

$\gamma^H$  — нормативное значение объемного веса бетонной смеси (или цементного раствора), принимаемое в соответствии с требованиями главы СНиП на производство и приемку работ по возведению бетонных и железобетонных конструкций, тс/м<sup>3</sup>;

$\gamma_t^H$  — нормативное значение объемного веса тиксотропного раствора, принимаемое в соответствии с указаниями п. 1.9 настоящей Инструкции, тс/м<sup>3</sup>;

$z$  — расстояние от поверхности грунта до глубины, на которой определяется давление  $p_{г.б}^H$ , м;

$h_t$  — разность отметок поверхности грунта и уровня тиксотропного раствора, принимаемая со знаком минус в случае, когда уровень тиксотропного раствора находится выше поверхности грунта (при наличии форшахты), м;

$\eta$  — коэффициент, учитывающий взаиморасположение отметки, на которой определяется давление  $p_{r,6}^H$ , уровня грунтовых вод и отметки водоупорного слоя, принимаемый: при  $h_b < z \leq h_{b,c}$   $\eta = 1$ ; при  $z \leq h_b$  или  $z > h_{b,c}$   $\eta = 0$ ;

$\gamma_W^H$ ,  $h_b$ ,  $h_{b,c}$  — обозначения те же, что в формуле (2).

2.7. При определении величины нормативного бокового давления грунта на стены из двух значений, полученных по формулам (2) и (3) или (1) и (3), следует принимать большее.

2.8. Дополнительное давление грунта на стены, вызываемое наклоном пластов грунта  $p_{ri}^H$ , следует определять в соответствии с требованиями «Инструкции по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропной рубашке» (СН 476-75).

2.9. Нормативное значение гидростатического давления грунтовых вод на стены  $p_W^H$  следует определять по формулам:

выше дна котлована

$$p_W^H = \gamma_W^H (z - h_b); \quad (4)$$

ниже дна котлована

$$p_W^H = \gamma_W^H (H_c - h_b) \beta, \quad (5)$$

где

$H_c$  — глубина котлована, м;

$\beta$  — коэффициент, учитывающий взаиморасположение дна котлована по отношению к уровню грунтовых вод и к отметке водоупорного слоя, принимаемый: при  $h_b < H_c \leq h_{b,c}$   $\beta = 1$ ; при  $H_c > h_{b,c}$   $\beta = 0$ ;

$\gamma_W^H$ ,  $z$ ,  $h_b$  и  $h_{b,c}$  — значения те же, что в формулах (2) и (3).

2.10. Нормативное значение дополнительного неравномерного давления грунта  $p_{r,3}^H$  на стены круглых в плане подземных сооружений, вызываемое неоднородностью грунта в плане, следует определять по формулам:

$$\text{при } p_r^H \geq p_{r,6}^H \quad p_{r,3}^H = 0,25 p_r^H \sin \alpha; \quad (6)$$

$$\text{при } p_r^H < p_{r,6}^H \quad p_{r,3}^H = 0,25 p_{r,6}^H \sin \alpha, \quad (7)$$

где  $\alpha$  — полярный угол.

**2.11.** Нормативные значения усилий трения стен по грунту  $T^h$ , учитываемые в расчетах по первой группе предельных состояний, следует определять по формуле

$$T^h = F_c f^h, \quad (8)$$

где  $F_c$  — площадь боковой поверхности стены, примыкающей к грунту,  $\text{м}^2$ ;

$f^h$  — нормативное значение удельного средневзвешенного сопротивления сдвигу прилегающего грунта, принимаемое по данным изысканий, но не более  $4 \text{ тс}/\text{м}^2$ .

**2.12.** Нормативные значения усилий натяжения анкеров  $Q_a^h$  следует назначать равными величинам реакций (в точках крепления анкеров к стене), получаемым в результате расчета, выполненного в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 3.1 и 3.2 настоящей Инструкции.

**2.13.** Нормативные значения пригрузки днища сооружения анкерами  $Q_{\text{пр.а}}^h$  против всплыивания следует определять расчетом по первой группе предельных состояний в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 3.12—3.14 настоящей Инструкции.

**2.14.** Нормативные значения дополнительного давления грунта на стены, вызываемого нагрузками, расположеннымими на поверхности грунта  $p_{r2}^h$ , следует определять в соответствии с требованиями Инструкции СН 476-75. При этом для стен криволинейных в плане следует вычислять составляющие давлений, нормальные к поверхности стен.

**2.15.** Нормативные значения кратковременных нагрузок в строительный период  $p_{r4}^h$ , расположенных на перекрытиях сооружения и на поверхности грунта возле стен подземного сооружения, должны определяться проектом производства работ.

**2.16.** Нагрузки и воздействия, возникающие в условиях эксплуатации стен, устраиваемых способом «стена в грунте», и опирающегося на них сооружения или здания и соответствующие им коэффициенты перегрузки должны приниматься по табл. 2.

**2.17.** Нагрузки, приведенные в поз. 1—11 табл. 2 для условий эксплуатации, следует определять в соответствии с требованиями, предъявляемыми для определения аналогичных нагрузок, возникающих в условиях строительства, с учетом следующего дополнительного требования: при определении нормативного значения гидро-

Т а б л и ц а 2

Нагрузки и воздействия	Единица измерения	Обозначение нагрузок и воздействий	Коэффициент перегрузки $n$	Номера пунктов настоящей Инструкции, по которым определяются нагрузки и воздействия
Постоянные				
1. Вес строительных конструкций	тс	$G_c$	1,1(0,9)	2.4
2. Основное давление грунта (горизонтальное) на стены	тс/м <sup>2</sup>	$p_g$	1,1(0,9)	2.5
3. Боковое давление, возникающее в грунте при заполнении траншей бетоном и передаваемое грунтом на стены после затвердения бетона	"	$p_{g,6}$	1,1(0,9)	2.6
4. Дополнительное давление грунта на стены (горизонтальное), вызываемое наклоном пластов грунта	"	$p_{g,1}$	1,1(0,9)	2.8
5. Гидростатическое давление грунтовых вод (горизонтальное) на стены.	"	$p_W$	1,1(0,9)	2.9; 2.17
6. Дополнительное неравномерное давление грунта (горизонтальное) на стены круглых в плане подземных сооружений, вызываемое неоднородностью грунта в плане	"	$p_{g,3}$	1,0	2.10
7. Дополнительное давление грунта (горизонтальное) на стены, вызываемое постоянными нагрузками, расположенными на поверхности грунта	"	$p_{g,2}$	1,0	2.14
8. Усилия трения стен по грунту	тс	$T$	1,0	2.11

Продолжение табл. 2

Нагрузки и воздействия	Единица измерения	Обозначение нагрузок и воздействий	Коэффициент перегрузки $n$	Номера пунктов настоящей Инструкции, по которым определяются нагрузки и воздействия
9. Усилия натяжения анкеров	тс	$Q_a$	1,1	2.12
10. Пригрузка днища сооружения анкерами против всплыивания	,	$Q_{\text{пр.} a}$	1,0	2.13
Временные длительные				
11. Дополнительное давление грунта (горизонтальное) на стены, вызываемое временными длительными нагрузками, расположенными на поверхности грунта и весом стационарного оборудования	тс/м <sup>2</sup>	$P_{\text{г.} 2}$	1,0	2.14
Кратковременные				
12. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования	,	$P_{\text{г.} 4}$	1,2	2.18
Особые				
13. Сейсмическое инерционное давление грунта на стены	,	$q_c$	—	2.19
14. Давление грунта на стены, вызываемое деформацией земной поверхности при подработке территории	,	$q_p$	В соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях	2.19

Продолжение табл. 2

Нагрузки и воздействия	Единица измерения	Обозначение нагрузок и воздействий	Коэффициент перегрузки $n$	Номера пунктов настоящей Инструкции, по которым определяются нагрузки и воздействия
15. Силы морозного пучения грунта	$\text{тс}/\text{м}^2$	$q_m$	В соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений	2.19

П р и м е ч а н и я: 1. Значения коэффициентов перегрузки, указанные в скобках, должны приниматься при расчете конструкций и оснований в случаях, когда при этих значениях ухудшается работа конструкций или основания.  
 2. При расчете стен и их оснований по деформациям коэффициенты перегрузки следует принимать равными единице.

статического давления грунтовых вод  $p_w^h$  (поз. 5, табл. 2), определяемого в соответствии с требованиями п. 2.9 настоящей Инструкции, следует принимать прогнозируемый повышенный средний уровень грунтовых вод.

2.18. Нормативные значения нагрузок от подвижного подъемно-транспортного оборудования  $P_{r.4}^h$  должны определяться на основании задания на проектирование.

2.19. Величины особых нагрузок, возникающих при сейсмических воздействиях  $q_s$ , при подработке территории  $q_p^h$  и при воздействии морозного пучения  $q_m^h$  следует определять в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию зданий и сооружений в сейсмических районах, по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях и по проектированию оснований зданий и сооружений, а также в соответствии с Инструкцией СН 476-75.

### 3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА НЕСУЩИЕ СТЕНЫ

3.1. Несущие стены, устраиваемые способом «стена в грунте», и основания таких стен должны рассчитываться

ваться по первой и второй группам предельных состояний с учетом взаимодействия стен с прилегающим грунтом на нагрузки, предусмотренные в разделе 2 настоящей Инструкции, при их наиболее невыгодном сочетании. Стены должны рассчитываться по прочности, устойчивости, деформациям и раскрытию трещин, а основания их — по устойчивости и деформациям.

В расчетах несущих стен пространственных конструкций, выполняемых по схеме с условным расчленением на отдельные плоские элементы, должна учитываться совместная работа смежных элементов.

3.2. Монолитные и сборные элементы железобетонных стен, устраиваемых способом «стена в грунте», должны рассчитываться в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, а основания их — в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений.

3.3. Глубину заделки  $h$  стены в грунт, считая от дна котлована, следует определять расчетом, выполняемым в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 3.1, 3.4 и 4.4 настоящей Инструкции; при этом в глинистых грунтах должно соблюдаться условие

$$h \geq H_c - \frac{2C_1}{\gamma_1} (1 + \pi/2), \quad (9)$$

где  $H_c$  — глубина котлована (подземного сооружения), м;  
 $C_1$  и  $\gamma_1$  — соответственно расчетные значения сцепления,  $\text{тс}/\text{м}^2$ , и объемного веса грунта,  $\text{тс}/\text{м}^3$ ;  
 $\pi = 3,14$ .

3.4. Расчет оснований прямолинейных в плане стен по устойчивости должен производиться методами круглоцилиндрических поверхностей скольжения в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений. При этом коэффициент надежности  $k_n$  определяется по формуле (10) и должен быть не менее 1,2:

$$k_n = \frac{M_{уд}}{M_{сад}}, \quad (10)$$

где  $M_{уд}$  и  $M_{сад}$  — соответственно суммы моментов всех удерживающих (т. е. препятствующих сдвигу) и сдвигающих сил относительно предполагаемого центра

вращения. Центр и радиус поверхности скольжения для определения максимального значения коэффициента надежности следует находить путем подбора.

Для консольных стен должен быть также рассмотрен вариант потери устойчивости в случае, когда центр вращения совпадает с краем подошвы стены, а для стен, закрепленных анкерами, — вариант потери устойчивости в случаях, когда центры вращения совпадают с точками закрепления.

3.5. Расчет оснований прямолинейных в плане стен по деформациям должен производиться с целью проверки условия

$$\Delta_{\max} \leq \Delta_{\text{пр}}, \quad (11)$$

где  $\Delta_{\max}$  — максимальная величина горизонтального или вертикального перемещения, получаемая в результате расчета стены как балки (плиты), взаимодействующей с грунтом;

$\Delta_{\text{пр}}$  — предельно допустимая величина горизонтального или вертикального перемещения стены, устанавливаемая в задании на проектирование из условия нормальной эксплуатации самой стены (как части подземного сооружения) и примыкающих зданий, сооружений и коммуникаций либо оборудования, связанного со стеной.

3.6. Расчет временных несущих стен по раскрытию трещин производить не следует.

3.7. Расчет несущих стен круглых в плане подземных сооружений, устраиваемых способом «стена в грунте», должен производиться по первой группе предельных состояний как пространственных конструкций в соответствии с требованиями п. 3.1 настоящей Инструкции. При этом расчет стен по прочности должен производиться с учетом возможной неравномерности бокового давления грунта по периметру сооружения, определяемой по формуле (6) или (7) настоящей Инструкции.

3.8. Для несущих стен круглых в плане подземных сооружений водопроводно-канализационных систем при наличии вертикальной перегородки, заделанной в дни-

ще, расчет по прочности от эксплуатационных нагрузок должен производиться с учетом нагрузок, предусмотренных в разделе 2 настоящей Инструкции, а также давления воды, заполняющей один отсек.

**3.9.** Расчет на устойчивость формы стен круглых в плане сооружений (монолитных и сборных — в случае жестких стыковых соединений) должен производиться как оболочки в соответствии с требованиями Инструкции СН 476-75.

**3.10.** При шарнирных стыковых соединениях сборных элементов стен круглых в плане сооружений критическую нагрузку на 1 м высоты стены  $q$ , тс/м из условия устойчивости следует определять как для арки по формуле

$$q = \frac{EI}{r^3} \left( \frac{\pi^2}{\alpha^2} - 1 \right), \quad (12)$$

где  $EI$  — жесткость арки при изгибе;

$\pi = 3,14$ ;

$r$  — радиус срединной оси арки;

$\alpha$  — половина центрального угла (рад), соответствующего длине дуги арки.

**3.11.** Расчет криволинейных и ломаных в плане несущих стен подземных сооружений, устраиваемых способом «стена в грунте», следует выполнять как для пространственных конструкций в соответствии с требованиями п. 3.1 настоящей Инструкции.

**3.12.** Расчет анкеров и тяжей (виды применяемых анкеров и тяжей приведены в п. 4.20) должен производиться по первой группе предельных состояний по прочности на расчетные усилия  $Q_a$  натяжения анкеров и тяжей в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию бетонных и железобетонных, а также стальных конструкций.

**3.13.** Расчет оснований анкеров должен производиться по первой группе предельных состояний в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию оснований и свайных фундаментов, а также дополнительными требованиями, изложенными в п. 3.14 настоящей Инструкции.

**3.14.** Несущая способность оснований анкеров определяется:

для анкерных устройств из плит — сопротивлением грунта по лобовой поверхности плиты;

для цилиндрических анкеров и анкеров с уширением — суммой сопротивлений грунта основания по лобовой и боковой поверхностям.

Расчетную величину несущей способности оснований анкеров следует назначать после проведения опытных (не менее трех) натурных испытаний анкеров.

**3.15.** Расчет устойчивости против всплытия подземных сооружений со стенами, устраиваемыми способом «стена в грунте», должен производиться в соответствии с требованиями Инструкции СН 476-75.

## ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ЗАВЕСЫ

**3.16.** Для противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте», должны выполняться фильтрационные расчеты с целью:

обоснования наиболее рациональных и экономичных размеров и конструкций завес и сооружений, сопрягаемых с завесами и зависящих от параметров фильтрационного потока;

обеспечения устойчивости и фильтрационной прочности завес, а также откосов и сооружений, расположенных в зоне их влияния.

Расчет противофильтрационных завес на силовые воздействия в случаях необходимости (например, при расположении завесы на откосе) должен выполняться в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 3.1—3.6 настоящей Инструкции для несущих стен, устраиваемых способом «стена в грунте».

**3.17.** Фильтрационными расчетами, а в необходимых случаях экспериментальными исследованиями (п. 3.18 настоящей Инструкции) должны определяться следующие параметры фильтрационного потока:

фильтрационный расход;

напоры и градиенты напора на гранях противофильтрационных завес и расположенных в грунте сооружений, а также на характерных участках фильтрационного потока (подошва сооружений, на контакте разнородных слоев грунта, в местах выхода потока в нижний бьеф или дренаж и др.) в зависимости от требований, предъявляемых к проектируемому сооружению, сопрягаемому с противофильтрационной завесой;

положение пьезометрической или свободной поверхности фильтрационного потока (депрессионной поверхности) у граней противофильтрационной завесы или расположенного в грунте сооружения, а также на характерных участках области фильтрации (на участках выхода потока на откосы, на участках сопряжения с другими сооружениями и др.).

3.18. Для предварительных фильтрационных расчетов, а также для окончательных фильтрационных расчетов при несложных гидрогеологических условиях площадки строительства допускается пользоваться приближенными способами решения плоской или пространственной задачи теории фильтрации.

При сложных гидрогеологических условиях площадки строительства и сложной конструкции сооружения, сопрягаемого с противофильтрационными завесами, параметры фильтрационного потока следует определять экспериментальным путем, например по методу электрогидродинамических аналогий (ЭГДА).

3.19. Расчет фильтрационной прочности материала заполнения противофильтрационной завесы (при заданной толщине завесы) должен производиться с учетом фильтрационных и деформативных свойств вмещающего грунта. При этом должно соблюдаться условие

$$I < I_d, \quad (13)$$

где  $I$  — градиент напора на противофильтрационной завесе, определяемый фильтрационным расчетом;

$I_d$  — допустимый градиент напора, определяемый экспериментальным путем; при отсутствии таких данных допускается ориентировочные значения (по опыту проведенных работ) принимать по табл. 3.

Таблица 3

Материал заполнения противофильтрационных завес	Допустимый градиент напора $I_d$ для сооружений	
	постоянных	временных
Бетон	150	200
Глиноцементный раствор	100	150
Комовая глина	30	50
Заглинанизированный грунт	20	30

## 4. ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУИРОВАНИЮ НЕСУЩИЕ СТЕНЫ

4.1. Стены сооружений, устраиваемые способом «стена в грунте», должны располагаться от существующих зданий или сооружений на расстоянии, равном:

$$\text{при } \frac{B}{H} < 2 \quad l \geq \frac{B}{2} \quad (14)$$

$$\text{при } \frac{B}{H} > 2 \quad l > H \lg \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \quad (15)$$

где  $B$  — длина захватки, т. е. длина одновременно бетонируемого участка монолитной стены или одновременно монтируемого участка сборной стены;

$H$  — глубина траншеи;

$\varphi_1$  — расчетное значение угла внутреннего трения грунта. При разнородных напластованиях грунта принимается средневзвешенное значение  $\varphi_1$ .

4.2. Конструктивные схемы стен подземных сооружений выбираются в зависимости от размеров сооружений, их конфигурации в плане, характера и величин расчетных нагрузок, геологических и гидрогеологических условий площадки строительства и других факторов. Конструктивные схемы стен подземных сооружений прямогоугольных в плане приведены на рис. 1.

4.3. В случаях, если устойчивость стен сооружения не обеспечивается заделкой их в грунт, должны применяться распорные или анкерные конструкции.

При расстоянии между параллельными несущими стенами подземных сооружений до 15 м устойчивость стен должна обеспечиваться, как правило, применением распорных конструкций, устанавливаемых между стенами, или конструкций постоянных междуэтажных перекрытий.

В случае ограждения несущими стенами котлованов больших размеров, при которых затруднительна установка распорных конструкций, для обеспечения устойчивости стен следует предусматривать соответствующие анкеры.

4.4. Глубина заложения (высота)  $H$  стен в грунте (рис. 2) назначается исходя из гидрогеологических ус-

ловий строительной площадки, принятой конструкции стен, технологии производства работ по их возведению с учетом технико-экономического сравнения возможных вариантов.

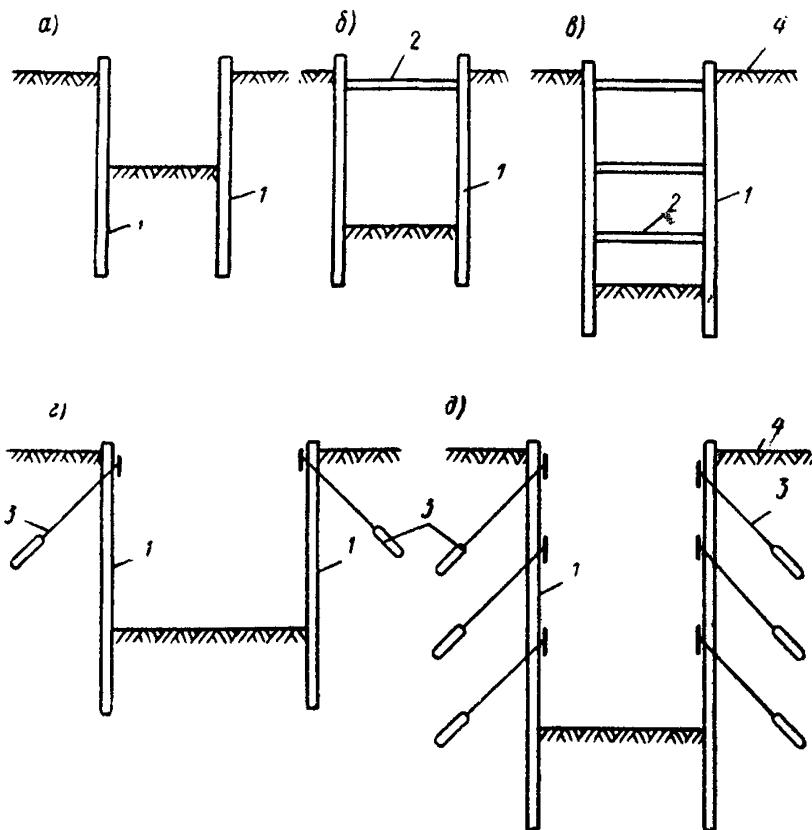


Рис. 1. Конструктивные схемы стен подземных сооружений прямогоугольных в плане

*a* — консольная стена; *б, в* — стены с одно- и многоярусным креплением распорками; *г, д* — стены с одно- и многоярусным креплением анкерами; 1 — стена; 2 — распорка; 3 — анкер; 4 — уровень земли

**4.5.** Днища подземных сооружений, стены которых устраиваются способом «стена в грунте», должны выполняться аналогично днищам опускных колодцев, руководствуясь при этом требованиями Инструкции СН 476-75.

**4.6.** Толщина несущих монолитных стен должна определяться расчетом. При этом должна учитываться ши-

рина рабочего органа оборудования, применяемого для устройства траншеи.

4.7. В проекте должна предусматриваться возможность устройства монолитных стен отдельными захватка-

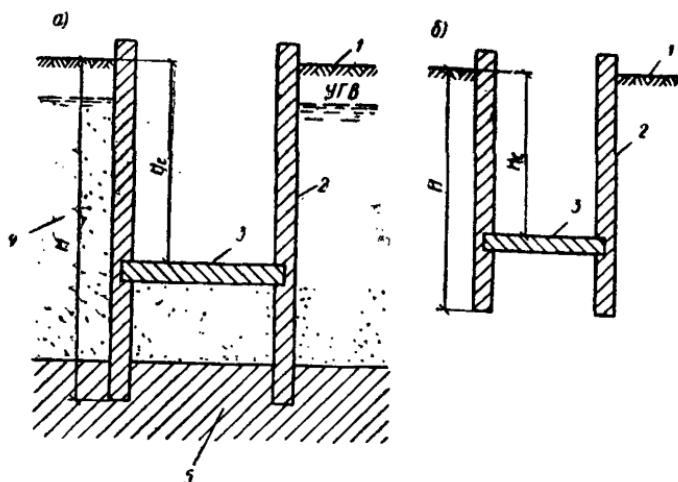


Рис. 2. Конструктивные схемы подземных сооружений

а — глубина заложения стены  $H$  принята по расчетным данным и в зависимости от глубины заложения водоупорного слоя грунта; б — глубина заложения стены  $H$  принята только по расчетным данным; 1 — уровень земли; 2 — стены сооружений; 3 — днище; 4 — водонесущий слой грунта; 5 — водоупорный слой грунта;  $H_c$  — глубина подземного сооружения

ми длиной от 3 до 6 м. Длина захваток назначается из условий необходимости обеспечения устойчивости стен траншеи и соблюдения сроков продолжительности бетонирования. Между захватками должна предусматриваться установка ограничителей, с помощью которых формируются рабочие вертикальныестыки (швы) бетонирования.

4.8. Ограничители между захватками должны, как правило, предусматриваться извлекаемыми, инвентарными. Конструкция ограничителей должна исключать возможность попадания бетонной смеси из одной захватки в другую и обеспечивать достаточную водонепроницаемость рабочих стыков бетонирования.

4.9. Стыки стен в местах соединения смежных захваток должны устраиваться следующих конструкций:

а) в виде криволинейного сопряжения, достигаемого при помощи инвентарной трубы, устанавливаемой при

бетонировании предыдущей захватки и извлекаемой перед бетонированием следующей смежной захватки. Применяется при глубине заложения стен  $H \leq 18$  м;

б) в виде вибронабивной сваи, устраиваемой с помощью инвентарной трубы, извлекаемой после бетонирования и схватывания бетона двух соседних захваток. Полость, образуемая после извлечения инвентарной трубы, заполняется бетонной смесью, уложенной вибронабивным методом. Применяется при глубине заложения стен  $H \leq 18$  м;

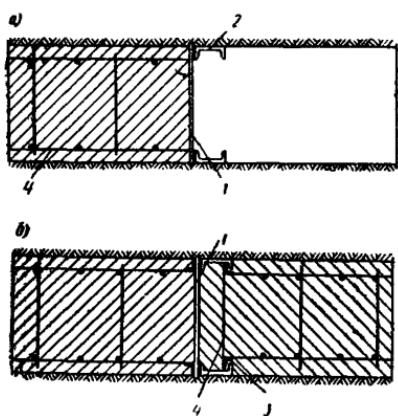


Рис. 3. Рабочий стык бетонирования монолитной стены

а — забетонированная первая захватка; б — забетонированные соседние захватки; 1 — металлическая диафрагма; 2 — швеллер; 3 — уголок; 4 — арматурный каркас

в) в виде плоской металлической диафрагмы, приваренной к арматурному каркасу, в торце которого привариваются два швеллера, образующие вертикальные направляющие, предназначенные для установки следующего арматурного каркаса (рис. 3). Применяется при глубине заложения стен  $H \leq 25$  м.

Конструкцию ограничителей между захватками следует проверять по прочности и устойчивости на давление свежеуложенной бетонной смеси в соответствии с требованиями главы СНиП по производству и приемке работ по возведению бетонных и железобетонных конструкций из монолитного железобетона.

**4.10.** Сопряжения (примыкания днища, перегородок, балок и перекрытий) с монолитными стенами следует предусматривать в виде свободно опирающихся конструкций, что достигается при помощи образования штраб в бетонируемой стене либо в виде жестких соединений.

Для образования штраб должна быть предусмотрена закладка деревянных коробов, извлекаемых после выемки грунта из подземного сооружения.

Жесткое же соединение элементов подземного соору-

жения достигается при помощи стальных закладных деталей или выпусков арматуры, соединяемых с помощью сварки (рис. 4).

Арматурные выпуски должны выполняться из стали класса А-І.

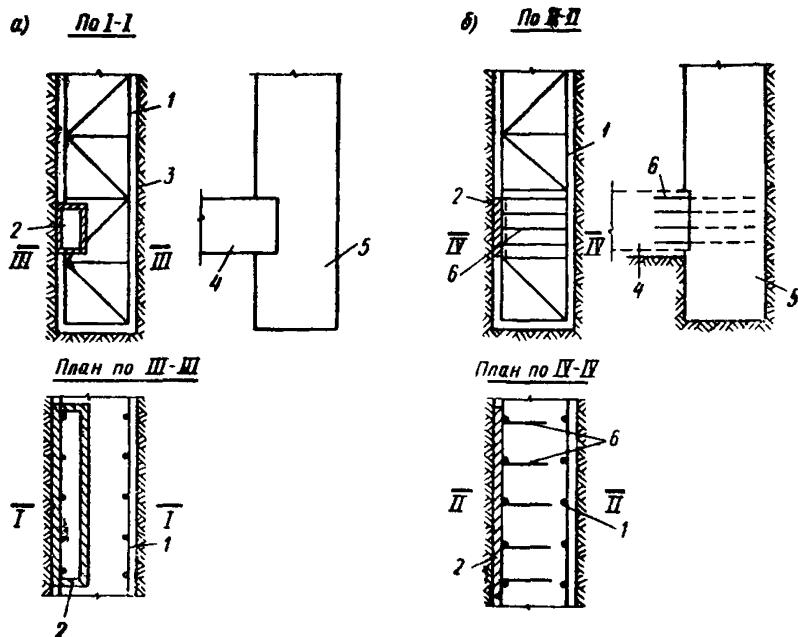


Рис. 4. Конструкции сопряжений днища со стенками  
 а — свободное опирание днища на стены; б — жесткая заделка днища в стены; 1 — арматурный каркас; 2 — деревянный короб; 3 — стена траншеи; 4 — днище; 5 — стена в грунте; 6 — отгибаемые выпуски арматуры

**4.11. Арматурные каркасы монолитных стен (рис. 5)** должны иметь длину, равную глубине траншеи, ширину на 10—15 см менее длины захватки, а толщину на 12—15 см менее ширины траншеи.

Расстояние между арматурными стержнями в каркасах должно быть не менее 150 мм; в арматурных каркасах должны быть предусмотрены проемы для пропуска бетонолитных труб и ограничителей, фиксирующих проектное положение арматурного каркаса в траншее для создания требуемой толщины защитного бетонного слоя.

**4.12.** При проектировании стен из сборных и сборно-монолитных железобетонных конструкций размеры сборных элементов должны назначаться из условий:

- а) глубины заложения стены в грунте;
- б) результатов расчета на нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании, монтаже и эксплуатации;
- в) вида применяемого оборудования для разработки траншей;
- г) грузоподъемности монтажных кранов и транспортных средств;

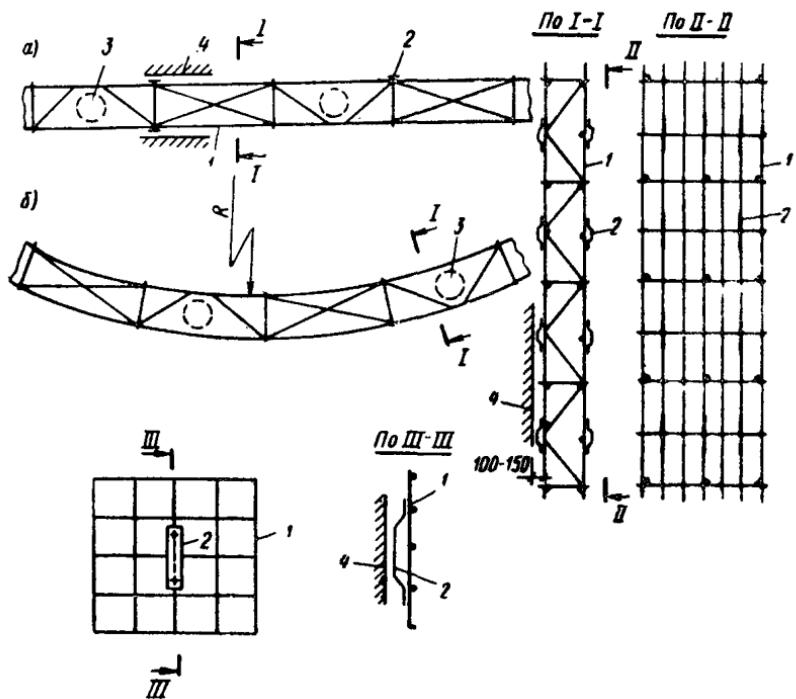


Рис. 5. Конструкция арматурных каркасов

а — каркас прямолинейных стен; б — каркас стен криволинейного очертания;  
1 — арматурный каркас; 2 — направляющие; 3 — места установки бетоноподъемных труб; 4 — стена траншеи

д) максимально допустимых размеров из условий технологии изготовления.

**4.13.** Сборные стены должны выполняться в виде панелей, устанавливаемых в траншее.

Допускаемые типы сборных стен и стыковых соединений панелей приведены на рис. 6.

**4.14.** Сборно-монолитные железобетонные стены должны проектироваться в верхней части (на высоту 10—12 м) из сборных элементов, образующих стены подземного сооружения, а в нижней части (до расположения водоупорного слоя грунта) монолитными, причем сборные элементы нижним концом должны быть заглублены в монолитный бетон.

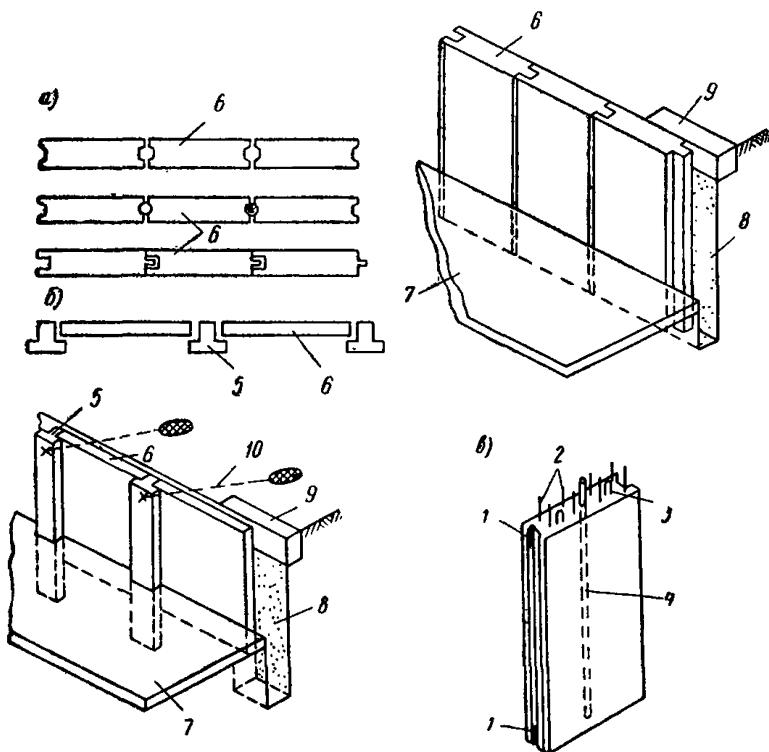


Рис. 6. Конструкции сборных стен

**а** — конструкции стен из панелей; **б** — конструкции стен типа панели-стойки; **в** — стеновая панель; **1** — закладные детали; **2** — выпуски арматуры; **3** — монтажные петли; **4** — инъекционная трубка; **5** — стойка; **6** — стеновая панель; **7** — плита днища; **8** — тампонажный материал; **9** — форшахта; **10** — анкер

**4.15.** В сборных элементах должны предусматриваться монтажные петли и стальные детали для крепления панелей к форшахте, соединения панелей между собой и сваркой с внутренними конструкциями. Кроме того, должны быть предусмотрены соответствующиестыковые соединения, штрабы и выпуски арматуры по аналогии с монолитными конструкциями.

гии с применяемыми в рабочих стыках бетонированием монолитных стен (рис. 7).

**4.16.** Стыки между панелями и пространство между панелями и стенами траншеи должны заполняться тампонажными материалами, вид и состав которых сле-

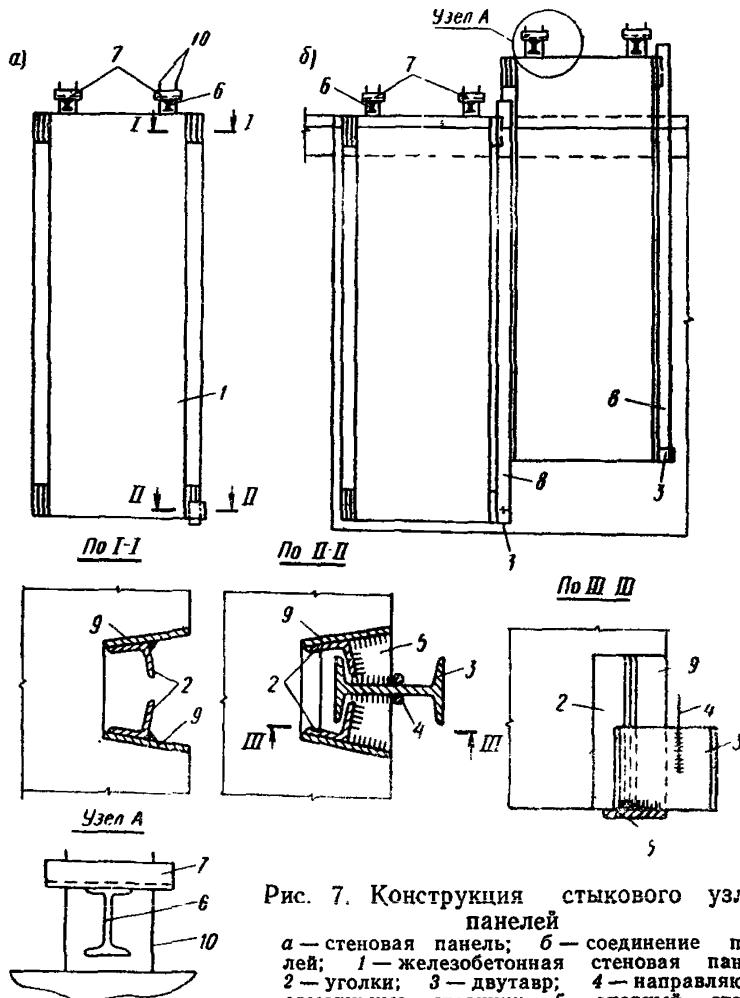


Рис. 7. Конструкция стыкового узла панелей

a — стеновая панель; б — соединение панелей; 1 — железобетонная стеновая панель; 2 — уголки; 3 — двутавр; 4 — направляющие арматурные стержни; 5 — опорный столик; 6 — подвески; 7 — уголки-опоры для подвески панелей; 8 — направляющий инвентарный двутавр; 9 — закладные детали; 10 — арматурные выпуски

дует назначать из условий обеспечения требуемой прочности и водонепроницаемости.

**4.17.** Допускаемые отклонения от проектных размеров панелей и других сборных элементов должны назначаться

в соответствии с требованиями государственных стандартов на сборные железобетонные конструкции, а для нестандартизированных конструкций — в соответствии с требованиями технических условий на их изготовление.

**4.18.** Анкеры для крепления ограждений котлованов и стен подземных сооружений должны предусматриваться с целью обеспечения устойчивости ограждений и стен и уменьшения величин изгибающих моментов.

**4.19.** Применение анкеров допускается во всех грунтах, за исключением: глинистых текучей и текучепластичной консистенции, торфов, илов. При наличии указанных грунтов крепление стен подземных сооружений, выполняемых способом «стена в грунте», следует производить при помощи распорных конструкций.

**4.20.** Анкеры различаются:

по наклону к поверхности грунта — вертикальные, наклонные, горизонтальные;

по способу погружения в грунт — буровые, забивные, винтовые;

по конструкции рабочей части — цилиндрические; с уширением, устраиваемым разбуриванием, комуфлированием, с помощью инъекции;

по конструкции анкерной тяги — стержневые, трубчатые, из проволочных прядей, арматурных канатов и буровых труб;

по сроку службы — временные и постоянные.

**4.21.** Вид анкеров следует назначать исходя из гидрогеологических условий строительной площадки, условий производства работ, обеспеченности строительной организации необходимыми материалами и оборудованием, а также с учетом результатов технико-экономического сравнения различных вариантов.

Для постоянных анкеров должна быть предусмотрена антикоррозионная защита.

**4.22.** Анкеры следует располагать за пределами возможной зоны обрушения грунта, т. е. за пределами призмы, наклонная грань которой, проходящая через основание стены, составляет с горизонталью угол  $45^\circ + \frac{\Phi_i}{2}$  ( $\Phi_i$  — угол внутреннего трения грунта).

### ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ЗАВЕСЫ

**4.23.** Противофильтрационные завесы, устраиваемые способом «стена в грунте», в зависимости от метода сооружения и материала заполнения подразделяются на:

- а) свайные (в виде пересекающихся буровых свай);
- б) секционные траншайные;
- в) непрерывные траншайные;
- г) тонкие бестраншайные.

Конструкция противофильтрационной завесы должна назначаться при проектировании исходя из геологических и гидрогеологических условий площадки проектируемого объекта, результатов фильтрационных расчетов и при необходимости расчетов на силовые воздействия, требуемого оборудования для сооружения завесы, а также технико-экономических сравнений различных вариантов.

**4.24.** В зависимости от вида грунтов необходимо применять следующие конструкции противофильтрационных завес:

- а) свайные с твердеющим материалом заполнения — в связных и несвязных грунтах с крупнообломочными включениями (при глубине завес до 40—50 м);
- б) секционные траншайные и непрерывные траншайные с твердеющим материалом заполнения — в связных и несвязных грунтах без крупнообломочных включений (при глубине завес до 40—50 м и преимущественно для завес постоянного назначения);
- в) непрерывные траншайные с нетвердеющим материалом заполнения — в связных и несвязных грунтах без крупнообломочных включений (при глубине завес до 30 м);
- г) тонкие бестраншайные с твердеющим материалом заполнения (п. 4. 31 настоящей Инструкции) — в несвязных грунтах без крупнообломочных включений (при глубине завес до 15 м).

**4.25.** Глубина противофильтрационных завес определяется их назначением и гидрогеологическими условиями площадки проектируемого объекта. Наиболее целесообразно устройство противофильтрационных завес, полностью прорезающих водоносные слои и частично заглубленных в водоупорный слой грунта; при глубоком залегании водоупорного слоя и невозможности или нецелесообразности полного прорезания водоносных слоев грунта глубина противофильтрационной завесы должна определяться на основании фильтрационных расчетов.

**4.26.** При назначении глубины противофильтрационных завес, выполняемых способом «стена в грунте», сле-

дует учитывать возможность образования в траншее (скважинах) грунтово-глинистого осадка.

4.27. Длина захваток противофильтрационных завес с твердеющим материалом заполнения должна определяться из условия необходимости образования монолитного (без горизонтальных швов) тела завесы исходя из производительности оборудования, подающего материал заполнения (в соответствии с требованиями п. 4.7 настоящей Инструкции).

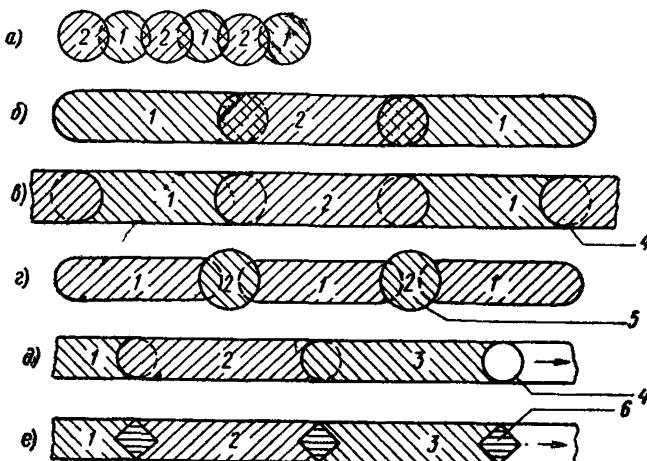


Рис. 8. Схемы сопряжения захваток противофильтрационных завес с твердеющим материалом заполнения

а — завесы из пересекающихся свай; б — завесы из пересекающихся траншейных захваток; в — завесы в соединяющихся траншеях с временными разделяльными шаблонами (ограничителями); г — завесы из отдельных траншейных захваток, пересекающихся буронабивными сваями; д — завесы в непрерывной траншее с временными разделяльными шаблонами (ограничителями); е — завесы в непрерывной траншее с постоянными разделяльными шаблонами (ограничителями); 1, 2, 3 — очередность заполнения противофильтрационных завес; 4 — временный разделятельный шаблон (ограничитель); 5 — разделятельная буронабивная свая; 6 — постоянный разделятельный шаблон (ограничитель)

4.28. Стыки (сопряжения) между захватками противофильтрационных завес с твердеющим материалом заполнения должны обеспечивать сплошность завесы по всей ее глубине и быть прочными и устойчивыми против фильтрационных деформаций. Схемы наиболее характерных конструкций сопряжений (стыков) приведены на рис. 8.

4.29. Сопряжения противофильтрационных завес с другими сооружениями (инъекционными завесами, зем-

ляными и бетонными сооружениями и пр.) должны удовлетворять требованиям фильтрационной и статической прочности и устойчивости, предъявляемым к самой противофильтрационной завесе при расчетном напоре подземных вод и целостности контакта при возможных деформациях как самого тела противофильтрационной завесы, так и находящихся с ней в контакте сооружений.

**4.30.** Сопряжение противофильтрационной завесы с водоупорным слоем грунта должно предусматриваться врезкой в него противофильтрационной завесы. Глубину врезки следует назначать с учетом состояния водоупорного грунта на контакте с водоносным слоем грунта и требуемой фильтрационной прочности и устойчивости контакта. Глубина врезки должна быть, как правило, не менее 1 м.

**4.31.** Тонкие бестраншейные противофильтрационные завесы, образуемые с помощью вибропогружения и последующего виброизвлечения инвентарной металлической конструкции с одновременным заполнением образуемой полости твердеющим материалом заполнения (например, глиноцементным раствором), следует проектировать (с учетом характеристик грунтов, в которых устраивается противофильтрационная завеса) толщиной 10—20 см.

## СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1. Общие положения . . . . .	3
2. Нагрузки и воздействия . . . . .	7
3. Основные положения расчета . . . . .	15
Несущие стены . . . . .	15
Противофильтрационные завесы . . . . .	19
4. Требования к конструированию . . . . .	21
Несущие стены . . . . .	21
Противофильтрационные завесы . . . . .	29

## Госстрой СССР ВРЕМЕННАЯ ИНСТРУКЦИЯ

### ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТЕН СООРУЖЕНИЙ И ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ ЗАВЕС, УСТРАИВАЕМЫХ СПОСОБОМ «СТЕНА В ГРУНТЕ»

СН 477-75

Зав. редакцией инструктивно-нормативной литературы

Г. А. Жигачева

Редактор Л. Т. Калячева

Мл. редактор Л. М. Климова

Технические редакторы Т. В. Кузнецова,

Н. Г. Бочкина

Корректор Г. А. Кравченко

Сдано в набор 13/II 1976 г. Подписано в печать 24/V 1976 г.

Формат 84×108 1/32 Бумага типографская № 2. 1,68 усл. печ. л.,  
(1,73 усл.-изд. л.). Тираж 30000 экз. Изд. № XII-6428

Заказ № 31 Цена 9 коп..

Стройиздат

103006, Москва, Каланчевская, 29а

Калужское производственное объединение «Полиграфист»,  
пл. Ленина, 5