НИИОСП ИМ. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА

РУКОВОДСТВО

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



МОСКВА 1977

gost.e-ecolog.ru

УДК 624.137.4.04

Рекомендовано к изданию секцией Ученого совета НИИОСП им. Н. М. Герсеванова.

Руководство по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте» (НИИОСП им. Н. М. Герсеванова). М., Стройиздат, 1977, 128 с.

Руководство составлено в развитие «Временной инструкции СН 477-75» (текст Инструкции выделен полужирным шрифтом) и приводит рекомендации, детализирующие положения этой Инструкции по вопросам определения нагрузок на стены, расчета стен по прочности и по деформациям, фильтрационным расчетам и вопросам конструирования стен.

Руководство рассчитано для использования в проектных организациях при проектировании подземных сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте».

Редакторы: инж. *А. А. Арсеньев*, кандидаты техн. наук *А. С. Снарский, Б. С. Федоров* (НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР) и канд. техн. наук *В. Ф. Раюк* (ВНИИГС).

Р $\frac{30213-664}{047(01)-77}$ Инструкт.-нормат, III вып.-9-77

© Стройиздат, 1977

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

дисловие 1
бщие положения 2
агрузки и воздействия 13
новные положения расчета 23
есущие стены 23
керы 77
отивофильтрационные завесы 80
ебования по конструированию 101
есущие стены 101
отивофильтрационные завесы 118
ложение 1. Формулы для определения f_{ij} и f_{ij}° 124
ложение 2. Значения $f_{\tau\sigma}$ 126
ложение 3. Значения $f_{\sigma\sigma}^{\circ}$ 128

ПРЕДИСЛОВИЕ

Руководство составлено Ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР (инженеры А. А. Арсеньев, Я. М Бобровский, кандидаты техн. наук А. С. Снарский, Б. С Федоров, доктора техн. наук М. И. Смородинов, Е. А. Сорочан), Всесоюзным научно-исследовательским институтом гидромеханизации, санитарно-технических и специальных строительных работ Минмонтажспецстроя СССР (кандидаты техн. наук Е М. Перлей, В. Ф. Раюк, инженеры Н. В. Феоктистова, С. П. Шик), институтом Гидроспецпроект Минэнерго СССР (кандидаты техн. наук Л. И. Малышев, М Ф. Хасин), научно-исследовательским институтом строительного производства Госстроя УССР (докт. техн. наук А. Л. Филахтов, канд. техн. наук М. Г. Янкулин) и институтом Фундаментпроект Минмонтажспецстроя СССР (инж. Н. К. Коньков).

При разработке Руководства использованы материалы института Укрводоканалпроект, трестов «Гидроспецфундаментстрой» Минмонтажспецстроя СССР «Укргидроспецфундаментстрой» Минмонтажспецстроя УССР, объединения «Гидроспецстрой» Минэнерго СССР и управления «Главмосинжстрой».

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

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

на свободных территориях при необходимости ограждения больших котлованов.

1.4. Способ «стена в грунте» основан на применении глинистой суспензии для удержания в вертикальном положении стен траншей при их разработке и последующем заполнении бетонной смесью, сборными железобетонными конструкциями или противофильтрационными материалами. Способ «стена в грунте» позволяет отказаться от применения дорогостоящих металлических труб и шпунта для крепления стен котлованов, что приводит к значительному удешевлению и сокращению сроков строительства.

Особенно эффективен этот способ при заглублении сооружений в водоупорные грунты, что дает возможность полностью отказаться от открытого водоотлива или водопонижения.

«Стена в грунте» может быть использована в качестве несущей или ограждающей конструкции, противофильтрационной завесы, фундаментов и в ряде других случаев. Область применения способа «стена в грунте» обусловливается геологическими и гидрогеологическими условиями, конструктивными и другими факторами.

Для применения способа «стена в грунте» наиболее характерны площадки, сложенные нескальными грунтами: песчаными, гравелистыми, глинистыми и т. п.

Применение способа «стена в грунте» возможно также в скальных грунтах невысокой прочности: слабосцементированных песчаниках и конгломератах, алевролитах, аргиллитах и т. п.

Применение способа «стена в грунте» является технически и экономически нецелесообразным в следующих случаях:

при малом заглублении (до 5 м) сооружения в грунт и при большом числе конструктивных сопряжений ограждающих стен с перекрытиями или перегородками;

при наличии крупнообломочных грунтов или карста в условиях, когда пустоты между отдельными камнями не заполнены мелкими фракциями грунта, и глинистая суспензия свободно фильтрует сквозь стенки траншеи, не удерживая их от обрушения;

при скоростях движения грунтовых вод, когда глинистая суспензия уносится из траншеи, что приводит к обрушению стенок.

Наиболее эффективен способ «стена в грунте» при устройстве подземных сооружений в условиях плотной застройки городов и промышленных площадок, так как позволяет устраивать подземные сооружения вблизи существующих зданий и сооружений без нарушения их устойчивости и создания дополнительных динамических нагрузок.

1.5. При проектировании стен и противофильтрационных завес необходимо проводить расчет устойчивости стенок траншеи с учетом гидрогеологических условий строительной площадки. При расчете учитываются физико-механические свойства грунтов, уровень грунтовых вод и нагрузки от вблизи стоящих зданий.

Устойчивость стенок траншеи может быть обеспечена за счет повышения плотности глинистой суспензии, разницы уровней суспензии и грунтовых вод, а также за счет уменьшения длины захватки.

Устойчивость стенок траншеи будет обеспечена, если будет соблюдено условие:

$$p_т \geqslant p_{az} + p_w, \tag{1}$$

где $p_т$, p_{az}, p_w — соответственно давление глинистой суспензии, грунта и грунтовых вод.

Давление глинистой суспензии и грунтовых вод определяется формулами:

$$p_т = \gamma_т (z - h_т); \tag{2}$$

$$p_w = \gamma_w (z - h_в), \tag{3}$$

где $\gamma_т$, γ_w — плотность соответственно глинистой суспензии и воды;

$h_т$, $h_в$ — расстояние от поверхности грунта соответственно до уровня глинистой суспензии и грунтовой воды;

z — глубина от поверхности грунта.

Давление грунта p_{az} определяется по формуле (31) п. 3.7 настоящего Руководства.

1.6(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 туннели метрополитенов мелкого заложения, подземные автомагистрали);

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

Защита 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.

1.7. При проектировании подземных сооружений, выполняемых способом «стена в грунте», необходимо учитывать следующее:

стена, как правило, не должна иметь толщину более 100 см и глубину более 40 м (в зависимости от применяемого оборудования для отрывки траншеи);

бетонирование стен должно выполняться отдельными захватками, стыки между которыми могут быть как не рабочими, т. е. не иметь жесткого соединения (шарниры), так и рабочими, равнопрочными с конструкциями;

устойчивость стены должна обеспечиваться заделкой ее нижней части в грунт, применением грунтовых анкеров, жестких распорок или рам в один или несколько рядов по высоте;

при экономической целесообразности способа «стена в грунте» стены следует проектировать с заделкой в водоупорный слой грунта, что позволит в процессе производства работ полностью отказаться от водопонижения или водоотлива;

применение способа «стена в грунте» возможно в непосредственной близости от существующих зданий или сооружений.

1.8. Противофильтрационные завесы, выполняемые способом «стена в грунте», могут быть постоянного и временного назначения.

Завесы постоянного назначения следует предусматривать в основаниях и телах плотин, дамб и других гидротехнических сооружений (с целью сокращения фильтрационных потерь, уменьшения противодавления на подошву сооружений, предотвращения фильтрационных деформаций), на площадках промышленных сооружений для предотвращения утечек загрязненных стоков в водоносные горизонты.

Завесы временного назначения следует предусматривать в бортах котлованов, карьеров и других подземных выработок для ограждения их от притока грунтовых вод. Наиболее целесообразно применение завес при длительном их использовании. В этом случае их экономическая эффективность возрастает по сравнению со средствами водоотлива или водопонижения, требующими в отличие от завес эксплуатационных затрат.

При технико-экономическом сопоставлении противофильтрационных завес с водоотливом и водопонижением следует учитывать показатели, относящиеся как непосредственно к сооружению завес и систем осушения, так и к воздействию их на окружающую подземную среду. При водопонижении может происходить нарушение режима подземных вод на значительной территории: понижаются уровни подземных вод, расходуются их запасы. Противофильтрационные завесы защищают водоносные горизонты от истощения, загрязнения и других нежелательных воздействий.

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

1.10. Разведочные геологические скважины на площадке устройства сооружения способом «стена в грунте» должны быть размещены по сетке не более 20×20 м или по трассе сооружения не реже чем через 20 м.

Инженерно-геологическое строение площадки должно быть изучено на глубину не менее 10 м ниже подошвы стены, но не менее чем: для несущих стен — на глубину $1{,}5H+5$ м (где H — глубина основного сооружения), для противофильтрационных завес—до водоупорного слоя грунта плюс 5 м, а при его глубоком залегании не менее чем на 50 м. Все свойства грунтов исследуются в процессе проведения инженерно-геологических изысканий, выполняемых в соответствии с нормативными документами на инженерно-геологические изыскания для строительства.

Инженерно-геологические изыскания осуществляются в соответствии с техническим заданием проектной организации, в котором определяются основной состав, детальность и порядок проведения изысканий. Основные требования к содержанию технического задания изложены в главе СНиП «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения».

1.11. В отчетных материалах инженерно-геологических изысканий, используемых для обоснования проектов противофильтрационных завес, должны содержаться следующие дополнительные данные:

содержание в грунтах крупных включений, прочных прослоек, их размеры, распространение и прочность;

конфигурация поверхности и состояние грунта водоупорного слоя, с которым должна сопрягаться завеса;

режим подземных вод в слое, в котором предполагается создание завесы, и в ближайших к нему водоносных слоях, гидравлическая связь между водоносными слоями;

устойчивость грунтов к фильтрационным деформациям (суффозии, размыву, выпору и др.).

1.12(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).

1.13. При проектировании подземных сооружений и противофильтрационных завес в состав проекта должны быть включены основные положения производства работ:

применяемые механизмы для разработки траншеи;

применяемые глины для приготовления глинистой суспензии с указанием глиняного карьера или завода-изготовителя глинопорошка;

основные показатели качества глинистой суспензии (плотность, стабильность, суточный отстой и расплыв);

основные характеристики материала заполнения траншеи (для нетвердеющих глинистых материалов — месторасположение карьеров глины и ее характеристика);

технологическая схема производства работ по разработке траншей и ее заполнению;

разбивка траншеи на секции (захватки) с указанием их размеров и способов разделения траншеи на секции, а также конструкция ограничителей.

1.14(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, осуществляемым 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.

1.15(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.

1.16. При разработке объемно-планировочных и конструктивных решений подземной части сборных сооружений, подлежащих строительству способом «стена в грунте», необходимо учитывать особенности технологии производства работ по возведению ограждающих стен, а также сооружения в целом.

Форма и размеры подземной части сооружений, возводимых способом «стена в грунте», определяются: заданием на проектирование строительной части объекта, условиями производства работ, инженерно-геологическими условиями, применяемым технологическим оборудованием.

В целях унификации целесообразно проектировать прямоугольные или круглые в плане сооружения с внутренними размерами, м: 8, 10, 12, 15, 18, 24, 30, 36, 42, 48, 54, 60 и более. Глубину заложения днища следует принимать с шагом 0,5 м.

1.17. Расположение перегородок и перекрытий подземной части оказывает влияние на технологию возведения сооружения и его конструкцию, так как определяет устойчивость стен в процессе разработки грунта и эксплуатации сооружения.

При строительстве насосных станций, водозаборов, емкостных и других сооружений, связанных с приемкой и переработкой жид-

костей и газов, необходимо в проекте предусматривать проемы в конструкциях стен для водоводов и коллекторов, устройство водоприемных отверстий и т. д.

Все закладные детали должны быть установлены на армокаркасах или сборных элементах до их опускания в траншею, заполненную глинистой суспензией.

Все отверстия в стеновых панелях перед их установкой в траншею закрываются металлическими или деревянными щитами, извлекаемыми изнутри сооружения. Для закрепления щитов отверстия обрамляются закладными частями.

1.18. При устройстве стен сооружений из сборных элементов в связи с возможными неточностями, вызываемыми условиями производства работ по монтажу стеновых панелей в траншее, заполненной глинистой суспензией, рекомендуется:

в стенах сооружения предусматривать замыкающие монолитные участки, которые следует выполнять по одному на каждую из стен прямоугольных сооружений и один — на круглое сооружение;

в местах сопряжения перегородок со стенами, а также подземной и надземных частей сооружений, в некоторых случаях следует предусматривать монолитные участки;

консоли и обрезы стен внутри сооружения, предназначенные для опирания строительных конструкций или технологического оборудования, следует выполнять на 100 мм ниже проектной отметки опирания, предусматривая возможность их наращивания монолитным бетоном после разработки грунта в сооружении;

габариты проемов и отверстий в стенах необходимо принимать бóльшими по высоте и ширине на 100 мм, чем эксплуатационный размер отверстия;

закладные части, а также выпуски из панелей для связи с днищем, перегородками или перекрытиями следует устанавливать исходя из допусков в плане 30 мм и по высоте 50 мм.

Надземная часть сооружения, опирающаяся на подземную часть, возведенную способом «стена в грунте», должна быть отделена деформационными швами от конструкций, фундаменты которых могут иметь другую осадку.

1.19. Состав бетонной смеси следует назначать в соответствии с главой СНиП по бетонам на неорганических вяжущих исходя из требуемой прочности и водонепроницаемости бетона.

Мероприятия по повышению стойкости бетона против агрессивной среды следует назначать в соответствии с ГОСТ «Бетон гидротехнический. Технические требования к материалам для его приготовления». При решении вопросов по антикоррозионной защите следует пользоваться рекомендациями главы СНиП «Защита строительных конструкций от коррозии».

1.20. При возведении стен сооружений способом «стена в грунте» следует учитывать закольматированность грунта и наличие слоя глиноцементной изоляции.

Как правило, специальной гидроизоляции не предусматривается. В особо ответственных случаях возможно применение слоя торкрета, кремнийорганической и других видов гидроизоляции, наносимой на наружную сторону стеновых панелей до их установки в траншею.

1.21. Для армирования стеновых панелей, возводимых в обводненных грунтах, принимается сталь горячекатаная классов А-I и А-II, а в необводненных грунтах или при наличии гидроизоляции — сталь класса А-III.

Для арматурных выпусков, отгибаемых в процессе производства работ и предназначенных для связи с внутренними стенами и днищем, применяется арматурная сталь класса А-I.

1.22. В качестве рабочей арматуры при изготовлении армокаркасов для ее лучшего схватывания с бетоном следует применять арматуру периодического профиля. Гладкую арматуру следует применять только для «отгибов», необходимых для соединения стены в грунте с перегородками и перекрытиями.

1.23. Для бетонирования монолитных стен подземного сооружения методом вертикально-перемещающейся трубы следует применять высокоподвижные бетонные литые смеси с осадкой конуса 17—20 см.

Применение более жестких смесей уменьшает радиус действия бетонолитных труб, может привести к образованию в трубах пробок, каверн и пустот в бетоне. Водоцементное отношение должно назначаться в пределах $В/Ц$—0,55—0,65, при этом в бетонную смесь следует вводить пластифицирующие добавки. Заполнитель для бетонных смесей не должен превышать размеров 20—40 мм. Марка цемента, применяемого для бетона, укладываемого способом вертикально-перемещающейся трубы, должна быть в 2 раза выше проектной марки бетона.

1.24(1.9). Глинистый раствор для заполнения траншей или буровых скважин должен иметь состав, удельный вес и другие показатели качества, обеспечивающие устойчивость стенок траншей или скважин до полного окончания работ по устройству стен или противофильтрационных 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/см³ и при использовании глин других видов — 1,10—1,30 гс/см³.

1.25. При подборе параметров глинистой суспензии для грунтов, проходимых при отрывке траншей с целью образования водонепроницаемого закольматированного слоя, необходимо иметь:

наименование грунта;
зерновой состав грунта, %;
угол внутреннего трения, град;
сцепление, кгс/см²;
модуль деформации, кгс/см²;
пористость, %;
коэффициент фильтрации, см/с.

Для контроля параметров суспензии при производстве работ на строительной площадке необходимо иметь переносную полевую лабораторию глинистых растворов типа ЛГР-3 Бакинского приборостроительного завода или передвижную лабораторию типа ЛГР-69 на автомашине Мытищинского приборостроительного завода.

1.26. Для приготовления глинистых суспензий следует применять пластичные жирные глины в виде глинопорошков или комовой глины.

Глины, предназначенные для приготовления суспензий, должны быть исследованы в лабораторных условиях для установления их пригодности и дозировки.

Для получения высококачественных глинистых суспензий более всего пригодны тонкодисперсные и высокопластичные монтмориллонитовые (бентонитовые) глины. Могут применяться также и местные глины, в которых глинистых частиц размером до 0,001 м содержится

не менее 10%, размером до 0,005 мм — не менее 40%, число пластичности — не менее 0,2, влажность на границе раскатывания — не менее 0,25, набухание — не менее 15—20%. При наличии в глине небольшого числа частиц более 1 мм их необходимо удалять во время приготовления глинистой суспензии.

Для обеспечения устойчивости грунтовых стен отрываемых траншей на период их устройства и заполнения применяется глинистая суспензия, способная кольматировать стенки траншей и образовывать на них плотную водонепроницаемую глинистую корку.

1.27. Рекомендуется применять суспензии из бентонитовых глин с минимальным удельным весом. Если при подобранном удельном весе устойчивость грунтовых стенок траншей не обеспечивается, следует повышать уровень раствора путем подсыпки территории, наращивая форшахт, или утяжеления раствора.

1.28. Для проходки траншей рекомендуется применять глинистые суспензии со следующими параметрами:

условная вязкость, с	18—30
водоотдача за 30 мин, $см^3$, не более . . .	30
толщина глинистой корки, мм, не более .	3
стабильность, $гс/см^3$, не более	0,02
отстой воды, %, не более	4
статическое напряжение сдвига, $мгс/см^2$	10—50
содержание песка, %, не более	4
концентрация водородных ионов, pH . .	8—11,5

1.29. При подборе параметров глинистых суспензий можно пользоваться табл. 1.

Таблица 1

Параметры глинистых суспензий	Проходимые грунты					
	Крупный песок	Средней крупности песок	Мелкий и пылеватый песок	Супесь	Суглинок	Глина
Водоотдача за 30 мин, $см^3$, не более	10	15	20	22	15	12
Предельное статическое напряжение сдвига через 10 мин, $мгс/см^2$	50	50	30	50	40	30

1.30. Пробы глин из местных карьеров для лабораторных исследований в целях установления их однородности и качества следует отбирать в каждом карьере не менее чем из трех мест. Вес проб должен быть не менее 5 кг.

Исследования качества глин и приготовленных из них суспензий должны производиться в соответствующих грунтовых лабораториях и в лабораториях глинистых растворов.

Для приготовления глинистых суспензий предпочтительнее применять натриевые глины ввиду их большой растворимости (пептизации) в воде и возможности получения из них весьма стабильных тиксотропных растворов с хорошими показателями качества.

1.31. В случае необходимости применения глинистой суспензии большей плотности она может быть получена путем добавления в нее специальных утяжелителей в виде молотого барита или окиси железа по рецептуре, установленной на основе лабораторных исследований.

Улучшение показателей качества глинистых суспензий может быть достигнуто путем обработки их кальцинированной содой (Na_2CO_3), в количестве 0,2—0,5% от веса глины, углещелочным реагентом (УЩР), карбосиметилцеллюлозой (КМЦ), пирофосфатом натрия ($Na_4P_2O_7$), силикатом натрия (жидкое стекло).

Для предотвращения больших потерь (ухода) глинистой суспензии следует увеличивать ее вязкость путем обработки жидким стеклом или известью по рецептуре, подобранной в лаборатории.

Вода для приготовления глинистых растворов должна соответствовать требованиям ТУ на воду для затворения бетона.

1.32. Проверка показателей качества глинистых суспензий должна производиться следующими приборами:

1. Ареометром АГ-1 или АГ-2 — плотность (γ), гс/см^3.
2. Вискозиметром СПВ-5 — вязкость (T), с.
3. Прибором ВМ-6 — водоотдача (B), см^3/30 мин и толщина глинистой корки — (K), мм.
4. Прибором СНС-2 — статическое напряжение сдвига (θ за 1 мин, за 10 мин, мгс/см^2).
5. Отстойником Лысенко — содержание песка (П), %, и содержание отмытого песка (ОП), %.
6. Цилиндром ЦС-1 и ареометром АГ-1 или АГ-2 — стабильность (C), гс/см^3.
7. Мерным цилиндром — суточный отстой (O), %.
8. Конусом АзНИИ — расплыв (P), см.

Показатели качества глинистых суспензий должны соответствовать проектным.

1.33(1.10). Для заполнения траншей противофильтрационных завес допускается предусматривать твердеющие материалы (бетон, глиноцементные — пп. 1.14, 1.15 и 1.35 настоящего Руководства или нетвердеющие материалы (комовая глина, заглинизированный грунт — пп. 1.37 и 1.39 настоящего Руководства) и другие материалы, удовлетворяющие требованиям качества и технологии сооружения противофильтрационных завес.

1.34. Выбор материала заполнения следует производить на основе технико-экономического сопоставления с учетом следующих факторов:

фильтрационная прочность материала заполнения должна соответствовать действующему напору на завесу и долговременности ее работы;

деформативные и прочностные свойства материала заполнения должны соответствовать ожидаемому напряженно-деформируемому состоянию завесы, вмещающего грунтового массива и сопряженного с завесой сооружения. При назначении этих свойств допускается использовать аналоги построенных сооружений, а в необходимых случаях обосновывать их статическими расчетами. При этом следует учитывать, что материалы заполнения при соответствующих нагрузках способны к нарушению сплошности завесы (твердеющие материалы — к трещинообразованию, нетвердеющие — также и к значительному сжатию, преимущественно за счет уменьшения толщины завесы с изменением деформативных и прочностных свойств);

выбор материала заполнения и технология его подачи в траншеи или скважины должны быть увязаны с технологией их разработки. Например, для заполнения свайных завес, по условиям технологии разработки скважин, может быть применен только твердеющий материал.

1.35(1.11). Глиноцементный раствор для заполнения траншей или скважин должен отвечать следующим требованиям:

удельный вес 1,5—1,8 гс/см^3;

проектная прочность при сжатии затвердевшего раствора не более 30 кгс/см^2;

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.

1.36. Удельный вес глиноцементного раствора подбирается в указанных пределах исходя из условий получения необходимых свойств затвердевшего раствора, в увязке с удельным весом и реологическими свойствами глинистого раствора, предусмотренного для разработки траншей или скважин завесы. Удельный вес глиноцементного раствора должен быть достаточен для вытеснения из траншей или скважин глинистого раствора.

При назначении величины прочности при сжатии затвердевшего раствора следует учитывать:

целесообразность минимальной прочности тела завесы по условиям ее деформируемости (деформативные характеристики тела завесы целесообразно приближать к деформативным характеристикам вмещающего грунта) и экономичности материала заполнения;

необходимость набора в заданный срок прочности, обеспечивающей устойчивость заполнителя при стыковке секций завесы.

Реологические свойства глиноцементного раствора должны быть увязаны с технологией его приготовления, транспортирования и подачи в траншеи или скважины. Расплыв по конусу АзНИИ принимается порядка 12—14 см.

Количество глиноцементного раствора следует предусматривать на 30—60% больше геометрического объема траншей или скважин. Это обусловлено необходимостью удаления части глиноцементного раствора, смешивающейся при заполнении с глинистым проходческим раствором, а также возможным увеличением геометрического объема траншей или скважин при их разработке вследствие местных обрушений грунта, поперечных отклонений рабочего органа проходческой машины и по другим причинам.

1.37(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 $^1/_3$ ширины траншеи;

природная влажность должна быть близка к пределу раскатывания, консистенция твердая, полутвердая или тугопластичная (т. е. с показателем консистенции $0<J_L\leqslant 0{,}50$).

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

1.38. Указанные свойства комовой глины обусловлены технологией ее укладки в траншею, при которой глина, доставленная из карьера, сталкивается в траншею бульдозером или подается экскаватором. При этом глина должна под собственным весом погружаться в заполняющий траншею глинистый раствор, образуя откос. При удовлетворительном заполнении объем глины (в насыпи) должен составлять около 70% геометрического объема траншеи. При отклонении свойств глины от указанных (быстрая размокаемость, мелкокомковатая, или порошковая структура и др.) может происходить зависание глины в растворе с образованием свода, при этом нижняя часть траншеи останется незаполненной.

Исследованиями должны быть установлены фильтрационные и деформативные свойства тела завесы, образуемого при консолидации комовой глины в глинистом растворе.

1.39(1.13). Заглинизированный 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 траншею по заданной технологической схеме.

1.40. Укладка заглинизированного грунта в траншею может предусматриваться с использованием бульдозера или экскаватора. При этом способе извлеченный из траншеи заглинизированный грунт укладывается вдоль траншеи на спланированной поверхности и затем подается в траншею бульдозером или экскаватором пионерным способом, образуя в траншее откос, оттесняющий глинистый раствор в сторону забоя. Поверхность, на которую укладывается извлеченный из траншеи заглинизированный грунт, ограждается дамбочками, препятствующими растеканию разжиженного грунта и глинистого раствора. Доведение заглинизированного грунта до консистенции, позволяющей эффективно использовать бульдозер или экскаватор, производится за счет подсыхания смеси на воздухе.

Заполнение траншеи заглинизированным грунтом возможно также по схеме обратного замыва, при которой заглинизированный грунт подается в траншею в виде пульпы непосредственно от проходческого агрегата или через дополнительный смесительно-подающий агрегат. Этот способ возможен при проходке траншеи гидромеханизированными агрегатами, выдающими разработанный из-под глинистого раствора грунт в виде пульпы. В зависимости от консистенции пульпы заполнение траншеи может предусматриваться по непрерывной схеме с образованием откоса заполнителя либо по секционной схеме с установкой в траншее временных или постоянных разделительных шаблонов.

2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.1(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(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—2.32 настоящего Руководства.

2.3(2.3). Нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства стен, устраиваемых способом «стена в грунте», и соответствующие им коэффициенты перегрузки должны приниматься по табл. 2(1).

2.4(2.4). Нормативные значения веса строительных конструкций $G_c^н$ 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(2.5). Нормативное значение основного давления грунта (горизонтального) $p_г^н$ на стены на глубине z следует определять как давление грунта с горизонтальной поверхностью в состоянии покоя по формулам:

выше водоупорного слоя

$$p_г^н = p_{бz}^н k_{0z}; \qquad [4(1)]$$

в водоупорном слое

$$p_г^н = \left[p_{бz} + \left(h_{в\,с} - h_в\right) \gamma_W^н\right] k_{0z}, \qquad [5(2)]$$

где $p_{бz}$ — 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;

$\gamma_w^н$ — нормативное значение объемного веса воды, равно 1 тс/м³.

При определении давления $p_г^н$ на стены ниже дна котлована (со стороны выемки) по формулам [4(1)] и [5(2)] отсчет глубины z следует вести от отметки дна котлована.

Примечание. При наличии нескольких горизонтов грунтовых вод расчет по формуле [5(2)] следует производить для каждого водоупорного слоя.

2.6. Нормативное значение природного (бытового) давления грунта на глубине z от поверхности грунта с учетом взвешивающего действия грунтовых вод $p_{бz}$ определяется по формулам:

Таблица 2(1)

Нагрузки и воздействия	Единица измерения	Обозначения нагрузок и воздействий	Коэффициенты перегрузки n	Номера пунктов настоящего Руководства, по которым определяются нагрузки и воздействия
Постоянные				
1. Вес строительных конструкций	тс	G_c	1,1(0,9)	2.4(2.4)
2. Основное давление грунта (горизонтальное) на стены	тс/м²	$P_г$	1,1(0,9)	2.5(2.5)
3. Боковое давление, возникающее в грунте при заполнении траншеи бетоном и передаваемое грунтом на стены после затвердения бетона	»	$P_{г.б}$	1,1(0,9)	2.7(2.6); 2.8
4. Дополнительное давление грунта на стены (горизонтальное), вызываемое наклоном пластов грунта	»	$P_{г1}$	1,1(0,9)	2.10(2.8)
5. *Гидростатическое давление* грунтовых вод (горизонтальное) на стены	»	P_w	*1,1(0,9)*	*2.12(2.9)*
6. Дополнительное неравномерное давление грунта (горизонтальное) на стены круглых в плане подземных сооружений, вызываемое неоднородностью грунта в плане	»	$P_{г3}$	1	2.13(2.10)
7. Усилия трения стен по грунту	тс	T	1	2.15(2.11)
8. Усилия натяжения анкеров	»	Q_a	1,1	2.17(2.12)
9. Пригрузка днища сооружения анкерами против всплывания	»	$Q_{пр.а}$	1	2,18(2,13)
Кратковременные				
10. Дополнительное давление грунта (горизонтальное) на стены, вызываемое нагрузками, расположенными на поверхности грунта	тс/м²	$P_{г2}$	1	2.19(2.14); 2,20—2,22

Продолжение табл. 2(1)

Нагрузки и воздействия	Единицы измерения	Обозначения нагрузок и воздействий	Коэффициенты перегрузки n	Номера пунктов настоящего Руководства, по которым определяются нагрузки и воздействия
11. Нагрузки на перекрытия от погрузочных и транспортных средств и нагрузки на поверхности грунта	тс/м²	$P_{г4}$	1,1	2.23(2.15)

Примечания: 1. При расчете стен и их оснований на нагрузки, возникающие 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 конструкции или основания.

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

$$p_{бz} = \begin{cases} \gamma z \text{ при } z \leqslant h_в; \\ \dfrac{\gamma_s - \gamma_w^н}{1+e}(z - h_в) + \gamma h_в, \text{ при } h_в < z \leqslant h_{в.с}, \end{cases} \qquad (6)$$

где γ_s — удельный вес грунта, тс/м³;

γ — нормативное значение средневзвешенного объемного веса грунта, тс/м³;

e — коэффициент пористости грунта;

$\gamma_w^н$, $h_в$, $h_{вс}$ — обозначения те же, что в формуле [4(1)] и [5(2)].

Расчетная схема к определению величины $p_{бz}$ приведена на рис. 1.

2.7(2.6). Нормативное значение бокового давления $p_{г.б}^н$, возникающего в грунте при заполнении траншеи бетоном для монолитных стен и передаваемое грунтом на стены после затвердения его, следует определять по формулам: при $z > h_д$

$$p_{г.б}^н = h_д\left(\gamma_б^н - \gamma_т^н\right) + \gamma_т^н\left(z - h_т\right) - \gamma_w^н\left(z - h_в\right)\eta; \qquad [7(3)]$$

при $z \leqslant h_д$

$$p_{г.б}^н = z\gamma_б^н - \gamma_w^н\left(z - h_в\right)\eta, \qquad (8)$$

где $h_д$ — высота столба бетонной смеси (или цементного раствора), определяемая в соответствии с требованиями главы СНиП на произ-

водство и приемку работ по возведению бетонных и железобетонных конструкций, м;

$\gamma_б^н$ — 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/м³;

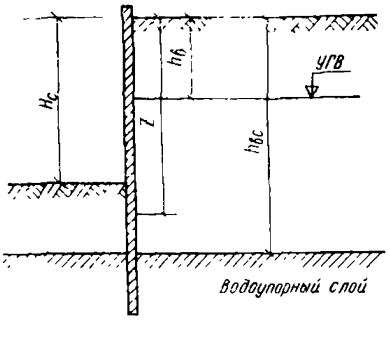


Рис. 1. Расчетная схема для определения величины $p_{бz}$

$\gamma_т^н$ — нормативное значение объемного веса тиксотропного раствора, принимаемое в соответствии с указаниями п. 1,24 настоящего Руководства, тс/м³;

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

$h_т$ —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;

η — коэффициент, учитывающий взаиморасположение отметки, на которой определяется давление $p_{г.б}$, уровня грунтовых вод и отметки водоупорного слоя, принимаемый:

при $h_в < z \leqslant h_{в\,с}$ $\eta = 1$;

при $z \leqslant h_в$ или $z > h_{в.с}$ $\eta = 0$;

$\gamma_w^н$; $h_в$; $h_{в\,с}$ — обозначения те же, что в формуле [5(2)].

2.8. Нормативное значение бокового давления $p_{гб}^н$ на переднюю грань стены ниже дна котлована (на глубине z от поверхности планировки) следует определять по формулам при расположении дна котлована:

выше уровня грунтовых вод и в водоупорном слое

$$p_{г.б}^н = h_д\left(\gamma_б^н - \gamma_т^н\right) + \gamma_т^н\left(z - h_т\right) - \gamma_w^н\left(z - h_в\right)\eta - \gamma H_c\, k_{0z}; \qquad (9)$$

ниже уровня грунтовых вод

$$p_{г.б}^н = h_д\left(\gamma_б^н - \gamma_т^н\right) + \gamma_т^н\left(z - h_т\right) - \gamma_w^н\left(z - h_в\right)\eta - \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w^н}{1 + e}\right)(H_c - h_в)\, k_{0z} - \gamma h_в\, k_{0z}, \qquad (10)$$

где $h_д$, $\gamma_б^н$, $\gamma_т^н$, $h_т$, $\gamma_w^н$, $h_в$, γ, γ_s η обозначают то же, что в формулах (6), [7(3)] и (8); H_c — глубина котлована. Расчетная схема для определения величины $p_{г.б}^н$ приведена на рис. 2

Примечание. Ниже второго горизонта грунтовых вод $p_{г\,б}^н$ определяется по формуле (9).

2.9(2.7). При определении величины нормативного бокового давления грунта на стены, из двух значений, полученных по формулам [4(1)] и [5(2)] или [7(3)], (8)—(10) следует принимать большее.

2.10(2.8). Дополнительное давление грунта на стены, вызываемое наклоном пластов грунта $p_{г1}$, следует определять в соответствии с требованиями «Инструкции по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропных рубашках».

2.11. Нормативное значение дополнительного давления грунта на стены, вызываемое наклоном пластов грунта $p_{г1}$ следует определять по формуле

$$p^{н}_{г1} = 2p^{н}_{г}\psi \operatorname{tg}\psi, \qquad (11)$$

где $p^{н}_{г}$ — нормативное значение основного давления грунта;

ψ — угол наклона пластов, рад, причем $\psi<0{,}5$.

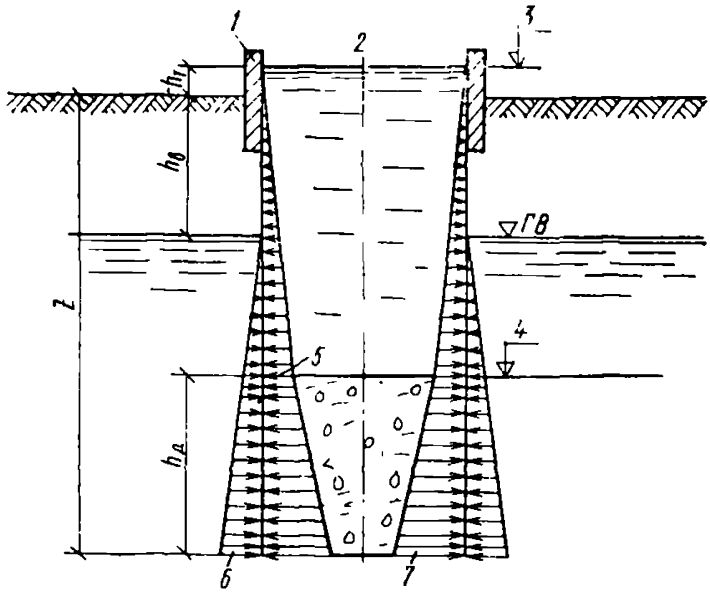


Рис. 2. Расчетная схема для определения величины $p_{г.б}$

1 — форшахта; *2* — ось траншеи; *3* — уровень тиксотропного раствора; *4* — уровень бетонной смеси; *5* — давление тиксотропного раствора выше уровня бетона; *6* — давление воды P_{w}; *7* — давление бетонной смеси

2.12(2.9). Нормативное значение гидростатического давления грунтовых вод на стены $p^{н}_{w}$ следует определять по формулам:

выше дна котлована

$$p^{н}_{w} = \gamma^{н}_{w}(z - h_{в}); \qquad [12(4)]$$

ниже дна котлована

$$p^{н}_{w} = \gamma^{н}_{w}(H_{с} - h_{в})\beta, \qquad [13(5)]$$

где $H_{с}$, $\gamma^{н}_{w}$; z; $h_{в}$ и $h_{в\,с}$ — обозначения те же, что в формулах [4(1)], [5(2)] и (10);

β — коэффициент, учитывающий взаиморасположение дна котлована по отношению к уровню грунтовых вод и к отметке водоупорного слоя, принимаемый:

при $h_в < H_с \leqslant h_{вс}$ $\beta = 1$;

при $H_с > h_{в\,с}$ $\beta = 0$.

$\gamma_w^н$, z, $h_в$ **и** $h_{в\,с}$ **— значение то же, что в формуле** [5(2)].

Примечания: 1. При наличии нескольких горизонтов грунтовых вод расчет по формулам [12(4)] и [13(5)] следует производить для каждого водоносного слоя грунта отдельно.

2. При наличии напорных вод величина $h_в$ уменьшается на величину напора.

2.13(2.10). Нормативное значение дополнительного неравномерного давления грунта на стены круглых в плане подземных сооружений, вызываемое неоднородностью грунта в плане, следует определять по формулам:

при $p_г^н > p_{г.б}^н$

$$p_{гз}^н = 0{,}25\, p_г^н \sin\alpha; \quad [14(6)]$$

при $p_г^н < p_{г.б}^н$

$$p_{г.з}^н = 0{,}25\, p_{г.б}^н \sin\alpha, \quad [15(7)]$$

где α **— полярный угол.**

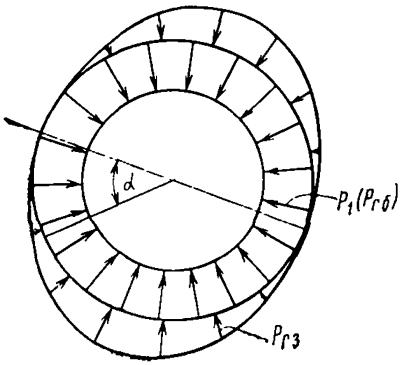


Рис. 3. Распределение в плане основного $p_г(p_{г.б})$ **и дополнительного** $p_{гз}$ **давления грунта на стены сооружений, круглых в плане**

2.14. Распределение основного давления грунта $p_г$ (или давления, возникающего при бетонировании $p_{г\,б}$) и дополнительного неравномерного давления представлено на рис. 3.

2.15(2.11). Нормативные значения усилий трения стен по грунту $T^н$**, учитываемые в расчетах по первой группе предельных состояний, следует определять по формуле**

$$T^н = F_с f^н, \quad [16(8)]$$

где $F_с$ **— площадь боковой поверхности стены, примыкающей к грунту, м²;**

$f^н$ **— нормативное значение удельного средневзвешенного сопротивления сдвигу прилегающего грунта (принимаемое не более 4 тс/м²).**

2.16. Уточненные значения удельного сопротивления сдвигу следует определять по результатам лабораторных или полевых испытаний на сдвиг затвердевшего тиксотропного раствора и прилегающего к стене грунта. При этом величина нормального давления при испытаниях на сдвиг в лабораторных условиях должна назначаться равной основному давлению грунта.

Из двух величин сопротивлений (для корки затвердевшего тиксотропного раствора и для грунта) принимается наименьшее значение.

2.17(2.12). Нормативные значения усилий натяжения анкеров $Q_a^н$ **следует назначать равными реакциям (в точках крепления анкеров к стене), получаемым в результате расчета, выполненного в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 3.10—3.17 настоящего Руководства.**

2.18(2.13). Нормативные значения пригрузки днища сооружения анкерами $Q^{н}_{пр.а}$ против всплывания следует определять расчетом по первой группе предельных состояний в соответствии с указаниями, изложенными в пп. 3.41—3.49 настоящего Руководства.

2.19(2.14). Нормативные значения дополнительного давления грунта на стены, вызываемого нагрузками, расположенными на поверхности грунта $p^{н}_{г2}$ следует определять в соответствии с требованиями «Инструкции по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропных рубашках». При этом для стен криволинейных в плане следует вычислять составляющие давления, нормальные к поверхности стен.

2.20. Нормативное значение дополнительного давления на стену $p^{н}_{г2}$ от вертикальной сосредоточенной нагрузки следует определять по формуле

$$p^{н}_{г2} = \frac{3P^{н}}{\pi}\left[\frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3}\left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)\,y^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3}\right)\right], \qquad (17)$$

где $P^{н}$ — величина сосредоточенной вертикальной нагрузки на поверхности грунта, тс;
x, y, z — расстояния по осям координат от точки приложения нагрузки $P^{н}$ до точки, в которой определяется давление $p^{н}_{г2}$, м;
$R^2 = x^2 + y^2 + z^2$, м^2;
μ — коэффициент Пуассона грунта;
k_{0z} — коэффициент бокового давления грунта, принимаемый по п. 2.5(2.5) настоящего Руководства.

2.21. Нормативное значение дополнительного давления на стену $p^{н}_{г2}$ от вертикальной нагрузки, сосредоточенной вдоль прямой, параллельной стене на поверхности грунта, следует определять по формуле

$$p^{н}_{г2} = \frac{4P^{н} x^2 z}{\pi (x^2 + z^2)^2}, \qquad (18)$$

где $P^{н}$ — величина сосредоточенной нагрузки, тс/м;
x, z — соответственно горизонтальное и вертикальное расстояния от линии распределения нагрузки до точки, в которой определяется давление, м;

2.22. Нормативное значение дополнительного давления $p^{н}_{г2}$ от вертикальной нагрузки q, равномерно распределенной по прямоугольной площади на поверхности грунта, следует определять по формуле

$$p^{н}_{г2} = 2p^{н}_{0z} k_{0z}, \qquad (19)$$

где $p^{н}_{0z}$ — нормативное значение вертикального давления в рассматриваемой точке и определяемое по методу угловых точек в соответствии с указаниями главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений;
k_{0z} — коэффициент бокового давления грунта, принимаемый по п. 2.5 настоящего Руководства.

2.23(2.15). Нормативные значения кратковременных нагрузок в строительный период $p_{г4}$, расположенных на перекрытиях сооружения и на поверхности грунта возле стен подземного сооружения, должны определяться проектом производства работ.

2.24(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. 3(2).

2.25(2.17). Нагрузки, приведенные в поз. 1—11 табл. 3(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 гидростатического давления грунтовых вод $p_w^н$ (поз. 5), табл. 3(2), определяемого в соответствии с требованиями п. 2.12 настоящего Руководства, следует принимать прогнозируемый повышенный средний уровень грунтовых вод.

2.26(2.18). Нормативные значения нагрузок от подвижного подъемно-транспортного оборудования $p_{г4}^н$ должны определяться на основании задания на проектирование.

2.27(2.19). Величины особых нагрузок, возникающих при сейсмических воздействиях $q_с$, при подработке территории $q_п^н$ и при воздействии морозного пучения $q_м^н$ 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 по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропных рубашках.

2.28. Нормативное значение давления грунта на стены, вызываемое деформацией земной поверхности при подработке территории $q_п^н$, следует определять по формулам:

а) для стен прямолинейных в плане

$$q_п^н = \varepsilon E; \tag{20}$$

б) для стен круглых в плане сооружений

$$q_п^н = \varepsilon E \sin \alpha, \tag{21}$$

где ε — прогнозируемая величина относительных горизонтальных деформаций сжатия земной поверхности, принимаемая в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях;

E_0 — модуль деформации грунта, тс/м²;

α — полярный угол

Давление грунта $q_п^н$ по высоте стены следует принимать постоянным.

2.29. Сейсмическое инерционное давление грунта на стены $q_с$ следует определять по формулам:

а) на стены круглых в плане сооружений

$$q_с = p_г (1 + 2k_с \operatorname{tg} \varphi) \sin \alpha; \tag{22}$$

Таблица 3(2)

Нагрузки и воздействия	Единица измерения	Обозначение нагрузок и воздействий	Коэффициенты перегрузки n	Номера пунктов настоящего Руководства, по которым определяются нагрузки и воздействия
Постоянные				
1. Вес строительных конструкций	тс	G_c	1,1(0,9)	2.4(2.4)
2. Основное давление грунта (горизонтальное) на стены	тс/м²	$P_г$	1,1(0,9)	2.5(2.5)
3. Боковое давление, возникающее в грунте при заполнении траншей бетоном и передаваемое грунтом на стены *после затвердения* бетона	»	$P_{г.б}$	1,1(0,9)	2.7(2.6); 2.8
4. Дополнительное давление грунта на стены (горизонтальное), вызываемое наклоном пластов грунта	»	$P_{г.1}$	1,1(0,9)	2.10(2.8)
5. Гидростатическое давление грунтовых вод (горизонтальное) на стены	»	P_W	1,1(0,9)	2.12(2.9)
6. Дополнительное неравномерное давление грунта (горизонтальное) на стены круглых в плане подземных сооружений, вызываемое неоднородностью грунта в плане	»	$P_{г.3}$	1	2.13(2.10)
7. Дополнительное давление грунта (горизонтальное) на стены, вызываемое постоянными нагрузками, расположенными на поверхности грунта.	»	$P_{г.2}$	1	2.19(2.14); 2.20—2 22
8. Усилия трения стен по грунту.	тс	T	1	2.15(2.11)
9. Усилия натяжения анкеров	»	Q_a	1,1	2.17(2.12)
10. Пригрузка днища сооружения анкерами против всплывания	»	$Q_{пр.а}$	1	2.18(2.13)

Продолжение табл. 3(2)

Нагрузки и воздействия	Единицы измерения	Обозначение нагрузок и воздействий	Коэффициенты перегрузки n	Номера пунктов настоящего Руководства, по которым определяются нагрузки и воздействия
Временные длительные				
11. Дополнительное давление грунта (горизонтальное) на стены, вызываемое временными длительными нагрузками, расположенными на поверхности грунта и весом стационарного оборудования	тс/м^2	$P_{г2}$	1	2.19(2.14)
Кратковременные				
12. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования	тс	$P_{г4}$	1,2	2.26(2.18)
Особые				
13. Сейсмическое инерционное давление грунта на стены	тс/м^2	$q_с$	—	2.27(2.19); 2.29—2.31
14. Давление грунта на стены, вызываемое деформацией земной поверхности при подработке территории	»	$q_п$	В соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях	2.27(2.19); 2.28
15. Силы морозного пучения грунта	»	$q_м$	В соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений	

Примечания: 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 на их основании по деформациям коэффициенты перегрузок следует принимать равными единице.

б) на стены прямолинейные в плане

$$q_c = p_r (1 + 2k_c \operatorname{tg} \varphi), \qquad (23)$$

где p_r — основное давление грунта;
k_c — коэффициент сейсмичности, принимаемый равным 0,25; 0,05; 0,1 — соответственно при сейсмичности 7,8 и 9 баллов;
α — полярный угол;
φ — угол внутреннего трения грунта.

2.30. Для стен прямолинейных в плане сейсмическое давление q_c следует прикладывать в наиболее невыгодном для работы стены и окружающего грунта направлении.

2.31. Для стен круглых в плане сооружений сейсмическое давление может быть приложено в любом направлении; при этом с противоположной стороны сооружения следует приложить симметричное давление.

Давление, вызываемое изменением напряженного состояния среды при прохождении в ней сейсмических волн следует определять в соответствии с требованиями главы СНиП по строительству в сейсмических районах.

3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

НЕСУЩИЕ СТЕНЫ

3.1(3.1). Несущие стены, устраиваемые способом «стена в грунте», и основания таких стен должны рассчитываться по первой и второй группам предельных состояний с учетом взаимодействия стен с прилегающим грунтом на нагрузки, предусмотренные в разд. 2 настоящего Руководства, при их наиболее невыгодном сочетании. Стены должны рассчитываться по прочности, устойчивости, деформациям и раскрытию трещин, основания — 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(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(3.3). Глубину заделки h стены в грунт, считая от дна котлована, следует определять расчетом, выполняемым в соответствии с требованиями, изложенными в п. 3.1 настоящего Руководства; при этом в глинистых грунтах должно выполняться условие

$$h \geqslant H_c - \frac{2c_I}{\gamma_I}\left(1 + \frac{\pi}{2}\right), \qquad [24(9)]$$

где H_c — глубина котлована (глубина подземного сооружения), м;
c_I, γ_I — соответственно расчетные значения сцепления, т/м², и объемного веса грунта, т/м³;
$\pi = 3.14$.

3.4(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 $K_н$ определяется по формуле [25(10)] и должен быть не менее 1,2:

$$K_н = \frac{M_{уд}}{M_{сд}}, \qquad [25(10)]$$

где $M_{уд}$ и $M_{сд}$ — 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(3.5). Расчет оснований прямолинейных в плане стен по деформациям должен производиться с целью проверки условия

$$\Delta_{макс} \leqslant \Delta_{пр}, \qquad [26(11)]$$

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

$\Delta_{пр}$ — 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(3.6). Расчет временных несущих стен по раскрытию трещин производить не следует.

А. КОНСОЛЬНЫЕ СТЕНЫ

3.7. Расчет стен производится по первой и второй группам предельных состояний. Давление грунта на стену определяется с учетом ее смещения. При расчете усилий и перемещений нижняя часть стены, защемленная в грунте, рассматривается как абсолютно жесткая балка на упругом основании Винклера с коэффициентом постели, изменяющемся линейно с глубиной. Расчет стены производится в следующей последовательности.

1. Консольная часть стены разбивается по высоте на равные участки (не менее пяти).

2. Определяются величины боковых давлений на заднюю и переднюю грани стены от веса грунта, грунтовых вод, нагрузок, расположенных на его поверхности, и воздействий.

3. Определяется сумма горизонтальных усилий (N_0) от нормативных нагрузок и сумма моментов этих сил (M_0), относительно верха защемления (точка 0 на рис. 4). При этом для многослойного напластования грунтов определяются равнодействующие бокового давления для каждого слоя грунта.

По формулам (27) и (28) определяются перемещение Δ_0 и угол поворота β_0 нижней части стены:

$$\Delta_0 = \frac{6}{C_0 h^2}\left(3N_0 \pm 4\frac{M_0}{h}\right); \qquad (27)$$

$$\beta_0 = \frac{6}{C_0 h^2}\left(4\frac{N_0}{h} \pm 6\frac{M_0}{h}\right), \qquad (28)$$

где C_0 — коэффициент постели грунта (т/м³), определяемый по табл. 4;
h — высота заглубленной части стены.

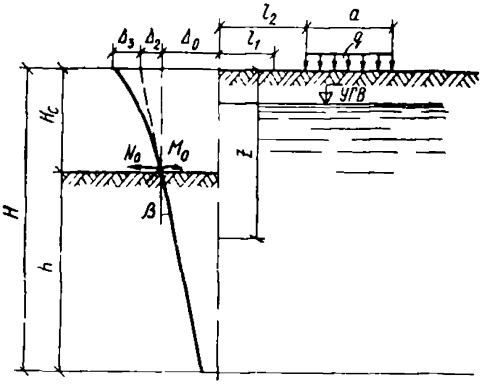


Рис. 4. Расчетная схема консольной стены

При вычислении Δ_0 и β_0 знак перед вторым слагаемым в формулах (27) и (28) принимается (+), если направление вращения стенки относительно точки 0 от действия реактивного давления грунта совпадает с направлением вращения от M_0.

Таблица 4

Наименование вида грунта	C_0, т/м³
Текучепластичные глины и суглинки	100
Мягкопластичные суглинки, супеси и глины; пылеватые и рыхлые пески	200
Тугопластичные суглинки, супеси и глины; пески мелкие и средние	400
Твердые суглинки, супеси и глины; крупные пески	600
Пески гравелистые, грунты крупнообломочные	1000

При залегании в пределах высоты стены нескольких слоев грунта следует определять приведенное значение C_0 по формуле

$$C_0 = \frac{\Sigma_t C_{0t} h_t}{\Sigma_t h_t}, \qquad (29)$$

где C_{ot} — значение коэффициента постели для t-го слоя грунта;
h_t — толщина t-го слоя грунта.

4. Определяется величина коэффициента бокового давления грунта на заднюю грань стенки при ее смещении — k_u

$$k_u = 1 - 500\,\beta_0\left(1 - \frac{p^{н}_{az}}{p^{н}_{гс}}\right), \tag{30}$$

где $p^{н}_{гс}$ — сумма боковых давлений $p^{н}_{г}$ и $p^{н}_{г2}$ — от равномерно распределенной нагрузки или сумма $p^{н}_{г.б}$ и $p^{н}_{г2}$, в случае, если $p^{н}_{г.б} > p^{н}_{г}$;

$p^{н}_{az}$ — активное боковое давление грунта от веса грунта и равномерно распределенной нагрузки на его поверхности, определяемое по формуле

$$p^{н}_{az} = \left(p^{н}_{бz} + p^{н}_{0z}\right) k_{az}, \tag{31}$$

где $$k_{az} = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi^{н}}{2}\right) - \frac{2c^{н}}{p^{н}_{бz} + p^{н}_{0z}} \sqrt{\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi^{н}}{2}\right)}, \tag{32}$$

где $c^{н}$ — нормативное сцепление грунта.

5. Определяется уточненное давление грунта на стену, вызванное его весом и равномерно распределенной нагрузкой на его поверхности по формуле

$$p_{zu} = \begin{cases} p^{н}_{г.с}\,k_u, & \text{если } 0 < z \leqslant H_c + \dfrac{\Delta_0}{\beta_0}; \quad (33) \\ p^{н}_{г.с}, & \text{если } H_c + \dfrac{\Delta_0}{\beta_0} \leqslant z \leqslant H. \quad (34) \end{cases}$$

При этом, если $\beta_0 \geqslant 2 \cdot 10^{-3}$, то $p_{zu} = p^{н}_{az}$.

6. Определяется полное давление грунта на заднюю грань стены p_{zc}, равное уточненному давлению грунта P_{zu} и остальным действующим нагрузкам и воздействиям (давлению от сосредоточенных нагрузок на поверхности грунта $p^{н}_{г2}$, давлению грунтовых вод $p^{н}_{W}$, от наклона пластов $p_{г1}$, от подвижного подъемно-транспортного оборудования $p_{г4}$, сейсмического инерционного воздействия q_c и др.).

7. Вычисляются величины N_0 и M_0 от этой нагрузки, а также от нагрузки на переднюю грань стены ниже дна котлована и определяются новые значения Δ_0, β_0.

8. Сравниваются значения β_0 и $\dfrac{\Delta_0}{\beta_0} + H_c$ с ранее полученными. Если эти значения отличаются лишь вторыми значащими цифрами, то процесс определения уточненного давления грунта на заднюю грань стенки p_{zu} считается законченным.

Если выше названное условие не соблюдается, то вычисляются средние значения величин β_0 и $\dfrac{\Delta_0}{\beta_0} + H_c$, которые используются для определения новых значений k_u и p_{zu}. После чего определяются ве-

личины N_0 и M_0 и процесс определения p_{zu} повторяется до тех пор, пока не будет соблюдено условие, изложенное в п. 8.

9. Определяется боковое давление грунта на переднюю грань стенки по формулам:

$$p_{zk}^{(1)} = \begin{cases} p_г^р + p_z^р, & \text{если } p_г^р \geqslant p_{г.б}^р; \quad (35) \\ p_{г.б}^р + p_z^р, & \text{если } p_г^р < p_{г.б}^р, \quad (36) \end{cases}$$

где $p_г^р$ — расчетное значение основного давления грунта (горизонтального) ниже дна котлована, определяемое по формулам 4(1) и 5(2).

$p_{г.б}^р$ — расчетное значение бокового давления, возникающего в грунте при бетонировании траншеи, определяемое по формулам (9) и (10).

$p_z^р$ — расчетное значение реактивного давления грунта на стену, определяемое по формуле

$$p_z^р = C_0 (z - H_c) \left[\Delta_0^р - \beta_0^р (z - H_c)\right], \quad (37)$$

где $\Delta_0^р$ и $\beta_0^р$ — перемещение и угол поворота нижней части стены, определенные по формулам (27) и (28), при значениях N_0 и M_0, полученных от расчетных нагрузок.

Значения $p_{zк}^{(1)}$ не должны превышать величин пассивного давления грунта, определяемого по формуле

$$p_п = \gamma_I (z - H_c) k_п + 2c_I \sqrt{k_п}, \quad (38)$$

где $k_п$ — коэффициент пассивного давления грунта, определяемый по формуле

$$k_п = 19{,}1 - \sqrt{327{,}6 - (0{,}4\,\varphi_I - 0{,}3)^2}, \quad (39)$$

где φ_I — расчетный угол внутреннего трения грунта в градусах. Если $p_{zk} > p_п$ на каких-либо участках стены, то на этих участках $p_{zk}^{(1)}$ заменяется на $p_п$ и вычисление $p_{zk}^{(1)}$ производится заново.

10. Определяются изгибающие моменты (M_z) и поперечные силы (Q_z) в стене выше и ниже дна котлована по значениям расчетных нагрузок. Усилия выше дна котлована определяются как для консоли, загруженной давлением грунта, вычисленного по формулам (33) и (34), давлением грунтовых вод и других действующих на стенку нагрузок и воздействий.

Ниже дна котлована усилия определяются по формулам:

$$M_z = M_к + N_к (z - H_c) - \frac{C_0 (z - H_c)^2}{6} \left[\Delta_0 (z - H_c) - \beta_0 \frac{(z - H_c)^2}{2}\right] + M_{zk}; \quad (40)$$

$$Q_z = N_к - \frac{C_0 (z - H_c)^2}{6} [3\Delta_0 - 2\beta_0 (z - H_c)] + N_{zk}, \quad (41)$$

где $M_к$ — изгибающий момент в стенке на уровне дна котлована;

$N_к$ — сумма сил, действующих на стенку выше дна котлована;

M_{zk} — сумма моментов сил относительно точки z, действующих на передней — $p_г$ или $p_{гб}$ и задней — p_{zc} гранях стенки на участке $(z - H_c)$; N_{zk} — сумма этих сил, действующих на участке $(z - H_c)$.

3.8. Перемещение верха стены $\Delta_{макс}$ определяется от действия нормативных нагрузок по формуле

$$\Delta_{макс} = \Delta_0 + \beta_0 H_c + \Delta_з, \qquad (42)$$

где $\Delta_з$ — прогиб верха консольной стены от сил бокового давления грунта, действующих в пределах глубины котлована, и определяемой по формуле

$$\Delta_з = \frac{1}{6EJ} \sum_{j=1}^{k} P_j a_j^2 \left(3H_c - a_j\right), \qquad (43)$$

где k — число участков, на которые разбита по высоте консольная часть стены;

$P_j^н$ — равнодействующая бокового давления грунта на j-м участке стены;

a_j — расстояние от дна котлована до нагрузки P_j;

EJ — жесткость стены.

3.9. Производится сравнение расчетной величины $\Delta_{макс}$ и предельно допустимой величины $\Delta_{пр}$. В случае не соблюдения условия [26(11)] увеличиваются заглубление стены в грунт или ее жесткость.

Б. СТЕНЫ С ОПОРАМИ И АНКЕРАМИ

3.10. Расчет стен производится по первой группе предельных состояний (по прочности) на нагрузки, действующие в период строительства и эксплуатации.

3.11. При расчете усилий, возникающих в стене, нижняя часть стены, защемленная в грунте, рассматривается как абсолютно жесткая балка на упругом основании Винклера с коэффициентом постели, изменяющимся линейно по глубине. Верхняя часть стены с опорами рассматривается как свободная балка конечной жесткости, опертая на податливые опоры. При предварительном натяжении анкеров стена рассматривается как балка, опертая по всей высоте стены на упругое основание Винклера, с коэффициентом постели, линейно изменяющимся с глубиной.

3.12. Для проведения расчетов устанавливаются расчетные схемы сооружения на строительный и эксплуатационный периоды в соответствии с заданной технологией строительства и условиями эксплуатации (см. рис. 5). На схемах отражаются: глубина котлована на данный этап строительства, расположение постоянных и временных опор по высоте стенки, а также анкеров, напластование грунтов и их физико-механические характеристики (объемный вес, коэффициент пористости, удельный вес частиц грунта, углы внутреннего трения, сцепления, коэффициенты постели слоев грунта, уровень грунтовых вод, нагрузки на поверхности грунта и эксплуатационные нагрузки на перекрытиях).

Производится разбивка стены по глубине на равные участки высотой c с таким расчетом, чтобы число участков было не менее пяти на части стены, возвышающейся над поверхностью дна котлована, отрытого на проектную глубину или на глубину, необходимую

для устройства второго ряда опор при многорядном их расположении.

3.13. Производится расчет стены по схеме (см. рис. 5, *а*), отражающей первый этап строительства, когда котлован отрыт на глубину, необходимую для устройства верхнего ряда опор или анкеров. Боковое давление грунта и усилия в стене на этом этапе расчета определяются по правилам, изложенным в п. 3.7 настоящего Руководства.

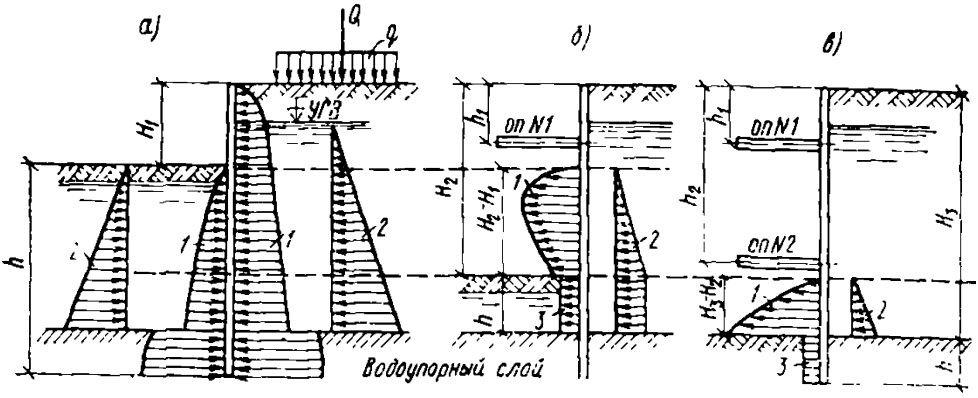


Рис. 5. Расчетные схемы стенки с опорами в строительный период

а — первый этап — консольная стенка *1* — эпюры начального бокового давления грунта на стенку; *2* — давление воды на стенку; *б* — второй этап — стенка с опорой, котлован отрыт на глубину H_2. *1* — эпюра бокового давления грунта; *2* — дополнительное давление грунтовой воды на втором этапе расчета; *3* — давление грунта ниже котлована, вызванное снятием слоя грунта толщиной H_2-H_1; в — третий этап—стенка с двумя опорами, котлован отрыт до глубины H_3. *1* — эпюра бокового давления грунта; *2* — дополнительное давление воды на третьем этапе; *3* — давление грунта ниже дна котлована, вызванное снятием грунта толщиной H_3-H_2

3.14. Если стена закреплена анкерами, то производится расчет стены на усилие от предварительного натяжения анкеров. Величина дополнительных изгибающих моментов в стене определяется по формулам:

при $0<z\leqslant h_1$

$$M_a=\frac{C_0 z^3}{6}\left(\Delta_a-\frac{\beta_a z}{2}\right); \tag{44}$$

при $h_1<z\leqslant H$

$$M_a=\frac{C_0 z^3}{6}\left(\Delta_a-\frac{\beta_a z}{2}\right)-Q_a^{\text{пр}}\left(z-h_1\right), \tag{45}$$

где M_a — дополнительный изгибающий момент от предварительного натяжения анкеров с расчетным усилием — $Q_a^{\text{р}}$.

h_1 — расстояние от верха стены до первого ряда анкеров.

Величины Δ_a и β_a определяются по формулам:

$$\Delta_a=\frac{6Q_a^{\text{р}}}{C_0 H^2}\left(3-4\frac{h_1}{H}\right); \tag{46}$$

$$\beta_a = \frac{6Q_a^p}{C_0 H^2}\left(\frac{4}{H} - \frac{6h_1}{H^2}\right). \qquad (47)$$

Определяется полное боковое давление грунта на заднюю грань стены по формуле

$$p_{zc}^{(a)} = p_{zc}^{(1)} + C_0 z\left(\Delta_a - \beta_a z\right). \qquad (48)$$

Производится сравнение величин давления $p_{zc}^{(a)}$ и $p_п$ с целью проверки условия

$$p_{zc}^{(a)} \leqslant p_п. \qquad (49)$$

Если условие (49) не соблюдено, то следует либо понизить расположение верхнего ряда анкеров, либо снизить величину их натяжения. Боковое давление грунта на переднюю грань стены определяется по формулам:

$$p_{zk}^{(1)} = \begin{cases} p_г^p + p_z^p - p_Q^p, & \text{если } p_г^p \geqslant p_{г.б}^p; \qquad (50) \\ p_{г.б}^p + p_z^p - p_Q^p, & \text{» } p_г^p < p_{г.б}, \qquad (51) \end{cases}$$

где p_Q^p — величина снимаемого давления с передней грани стены от расчетного усилия предварительного натяжения анкеров — Q_a^p.

Величина p_Q^p определяется по формуле (37), в которой вместо Δ_0^p и β_0^p используются значения Δ_a и β_a.

3.15. Производится расчет стены в соответствии со схемой, изображенной (на рис. 5, *б*), когда установлен первый ряд опор и поверхность дна котлована находится ниже отметки расположения второго ряда опор. Расчет ведется в следующей последовательности.

1. Определяется величина дополнительного давления грунта на часть стены, находящуюся в пределах удаляемого слоя грунта, толщиной $H_2 - H_1$, по формулам (35) и (36) в случае стены с опорами и по формулам (50) и (51), если стена закреплена анкерами.

2. Определяется величина дополнительного давления грунта ($p_{б.н}^{(2)}$) на заглубленную часть стены, высотой h по формулам:

$$p_{б.н}^{(2)} = \begin{cases} (p_{б2} - p_{б1})\, k_{0z}, & \text{при } z \leqslant H_{в.с}; \qquad (52) \\ \left[p_{б2} - p_{б1} - \gamma_w^p\left(H_2 - H_1\right)\right] k_{0z} & \text{при } z > H_{в.с}, \qquad (53) \end{cases}$$

где $p_{б1}$ и $p_{б2}$ — соответственно бытовое давление грунта на глубинах H_1 и H_2 определяемые по формуле (6);

$H_{в.с}$ — глубина расположения водоупорного слоя от верха стены

3. Определяется величина дополнительного давленяи грунтовой воды на стену по формулам:

$$p_w = \begin{cases} \gamma_w^p\left(z - H_1\right), & \text{при } H_1 \leqslant z \leqslant H_2; \qquad (54) \\ \gamma_w^p\left(H_2 - H_1\right), & \text{при } H_2 < z \leqslant H. \qquad (55) \end{cases}$$

4. Определяются равнодействующие бокового давления грунта (P_j) и грунтовой воды (P_{jw}) на участках стены длиной c по форму-

лам: а) если в пределах участка с номером j нет скачка в давлении грунта или воды

$$P_j = 0{,}5\,c\,(p_j + p_{j+1}); \tag{56}$$

б) если в пределах участка с номером j есть скачок в давлении грунта или воды

$$P_j = 0{,}5\,c\,[\zeta_1\,(p_j + p_{\zeta 1}) + \zeta_2\,(p_{\zeta 2} + p_{j+1}), \tag{57}$$

где P_j — равнодействующая бокового давления грунта на участке стены с номером j (исчисление номеров идет сверху вниз);
ζ_1 — доля длины участка c, в конце которого имеется скачок в давлении грунта или воды;
ζ_2 — доля длины участка c, в начале которого имеется скачок в давлении грунта или воды.
Равнодействующая давления грунтовой воды p_{jw} определяется по формулам (56) и (57). Причем, если поверхность дна котлована разделяет участок стены c на доли, то определение p_j и p_{jw} должно производиться для каждой доли, лежащей выше или ниже поверхности дна котлована отдельно, по формулам (56) и (57), в которых величина c заменяется соответствующей долей.

5. Производится определение величин реакций верхнего ряда опор или анкеров как для балки, которая защемлена в нижней части в упругом основании Винклера и имеет здесь бесконечно большую жесткость, а верхняя ее часть имеет конечную жесткость и опирается на податливую опору.
Величина опорной реакции определяется по формуле

$$R_1^{(2)} = \frac{\delta_{11}}{\delta_{1p}}, \tag{58}$$

где $R_1^{(2)}$ — величина горизонтальной составляющей опорной реакции, тс/м (индекс (2) вверху означает, что величина реакции подсчитана для второго этапа строительства);
δ_{11} — горизонтальное перемещение стены в месте расположения опоры от единичной силы;
δ_{1p} — горизонтальное перемещение стены в месте расположения опоры от дополнительной нагрузки на стену, определяемой по формулам (56) и (57).
Величина δ_{11} определяется по формуле

$$\delta_{11} = \omega_{11} + \frac{108\,EJ}{C_0\,h^2}\,\tau_{11} + \Delta_{\text{оп}}, \tag{59}$$

где ω_{11} — относительная величина прогиба консольной балки, имеющей заделку на уровне дна котлована, в месте расположения опоры от единичной силы;
τ_{11} — относительное перемещение стены в месте расположения опоры единичной силы, обусловленное деформацией основания ниже дна котлована;
$\Delta_{\text{о.п}}$ — горизонтальная составляющая относительного перемещения опоры от единичной силы.
Величины ω_{11}; τ_{11} и $\Delta_{\text{о.п}}$ определяются по формулам:

$$\omega_{11} = 2a_1^3; \tag{60}$$

$$\tau_{11} = 1 + 2{,}67\left(\frac{a_1}{h}\right) + 2\left(\frac{a_1}{h}\right)^2; \tag{61}$$

$$\Delta_{\text{о.п}} = 6EJ\,\bar{\Delta}_{\text{о.п}}, \tag{62}$$

где a_1 — расстояние от дна котлована до расположения опоры, *м*; $\bar{\Delta}_{\text{о п}}$ — горизонтальная составляющая перемещения конструкции опоры от единичной силы, определяемая для грунтовых анкеров по их предпроектным испытаниям на строительной площадке; для распорок и плит по формулам:
для распорок

$$\bar{\Delta}_{\text{о.п}} = \frac{l_{\text{о п}}\, b_{\text{о.п}}}{2E_{\text{о.п}}\, F_{\text{о.п}}}, \text{ м/тс}; \tag{63}$$

для плит

$$\bar{\Delta}_{\text{о.п}} = \frac{l_{\text{о.п}}}{2E_{\text{оп}}\, t_{\text{о.п}}}, \text{ м/тс}, \tag{64}$$

здесь $E_{\text{о п}}$ и $F_{\text{о.п}}$ — соответственно модуль деформации материала опоры и площадь ее поперечного сечения; $l_{\text{о.п}}$ — длина распорки; $b_{\text{о.п}}$ — расстояние между осями распорок; $t_{\text{о.п}}$ — приведенная к сплошному сечению толщина плиты. Величина δ_{1p} определяется по формуле

$$\delta_{1p} = \omega_{1p} + \frac{108\,EJ}{C_0\, h^2}\,\tau_{1p}, \tag{65}$$

где ω_{1p} и τ_{1p} — соответствующие перемещения от нагрузки.
Величины ω_{1p} и τ_{1p} определяются по формулам:

$$\omega_{1p} = \sum_{j=1}^{m} (P_j + P_{jw})\, a_j^2\,(3a_1 - a_j), \tag{66}$$

где a_j — расстояние от дна котлована до силы P_j;
m — номер участка, расположенного над поверхностью дна котлована;

$$\tau_{1p} = N_0^{(2)} + \frac{1{,}33\,M_0^{(2)}}{h} + a_1\left(\frac{4N_0^2}{h} + \frac{2M_0^{(2)}}{h^2}\right), \tag{67}$$

где $N_0^{(2)}$ и $M_0^{(2)}$ — соответственно сумма всех сил $(P_j + P_{jw})$, действующих как выше так и ниже поверхности дна котлована, и сумма моментов этих сил относительно точки О, лежащей на уровне дна котлована.
Причем $M_0^{(2)}$ принимается положительным, если вращение стенки от $M_0^{(2)}$ и реактивного давления грунта перед стенкой совпадают, в противном случае $M_0^{(2)}$ принимается со знаком (—).
В случае, если стена закреплена анкерами, то полная величина горизонтальной составляющей опорной реакции определится по формуле

$$R_{a1}^{(2)} = R_1^{(2)} + Q_a^p. \tag{68}$$

6. Определяются значения $\overline{N}_0^{(2)}$ и $\overline{M}_0^{(2)}$ по формулам:

$$\overline{N}_0^{(2)} = N_0^{(2)} - R_1^{(2)}; \tag{69}$$

$$\overline{M}_0^{(2)} = M_0^{(2)} - R_1^{(2)}(H_2 - h_1). \tag{70}$$

7. Вычисляются значения $\Delta_0^{(2)}$ и $\beta_0^{(2)}$ по формулам (27) и (28), в которых вместо N_0 и M_0 используются соответственно $\overline{N}_0^{(2)}$ и $\overline{M}_0^{(2)}$.

8. Определяется реактивное давление грунта $p_z^{(2)}$ на переднюю грань стены по формуле (37).

9. Определяется полное давление грунта на переднюю грань стены по формуле

$$p_{zk}^{(2)} = p_{zk}^{(1)} + p_z^{(2)} - p_{\text{б.н}}^{(2)}. \tag{71}$$

10. Производится сопоставление давления $p_{zk}^{(2)}$ с пассивным давлением, определяемым по формуле (38). Если значение $p_{zk}^{(2)}$ больше $p_{\text{п}}$ у поверхности дна котлована, то производится изменение глубины котлована до отметки, где $p_{zk}^{(2)} < p_{\text{п}}$. В этом случае производится перерасчет величины опорной реакции с учетом замены давлений $p_{zk}^{(2)}$ на $p_{\text{п}}$ на тех участках стены, где не соблюдается условие $p_{zk}^{(2)} < p_{\text{п}}$, и с учетом уменьшения глубины заделки стены h на величину этого участка. В случае, если по всей глубине или на большей ее части давление $p_{zk}^{(2)}$ будет больше пассивного, то опорная реакция $R_1^{(2)}$ определяется по формуле

$$R_1^{(2)} = \sum_{j=1}^{n} (P_j + P_{jw}) - P_{\text{п}}, \tag{72}$$

где n — номер участка стены у ее подошвы;
$P_{\text{п}}$ — равнодействующая пассивного давления грунта на заглубленную часть стены.

11. Определяются равнодействующие бокового давления грунта P_j и воды $P_{jw}^{\text{к}}$ на переднюю грань стены ниже дна котлована по формулам (56), (57).

12. Определяются изгибающие моменты и перерезывающие силы по формулам:

при $z < h_1$

$$\left.\begin{aligned} M_z^{(2)} &= Az^3 - Bz^4; \\ Q_z^{(2)} &= 3Az^2 - 4Bz^3; \end{aligned}\right\} \tag{73}$$

при $h_1 < z < H_0$

$$\left.\begin{aligned} M_z^{(2)} &= Az^3 - Bz^4 - R_1^{(2)}(z - h_1); \\ Q_z^{(2)} &= 3Az^2 - 4Bz^3 - R_1^{(2)}; \end{aligned}\right\} \tag{74}$$

при $H_c < z \leqslant H$ $M_z^{(2)} = Az^3 - Bz^4 - R_1^{(2)}(z - h_1) - M_{zk}$;

$$Q_z^{(2)} = 3Az^{(2)} - 4Bz^4 - R_1^{(2)} - Q_{zk}. \quad (75)$$

M_{zk} и Q_{zk} — соответственно момент и сумма равнодействующих сил P_{jk} и $P_{jw}^{к}$, расположенных выше точки z;

A и $Б$ — величины, определяемые по формулам:

$$A = \frac{3N_л^{(2)}}{H^2} - \frac{4M_л^{(2)}}{H^3}; \quad (76)$$

$$Б = \frac{2N_л^{(2)}}{H^3} - \frac{3M_л^{(2)}}{H^4}, \quad (77)$$

где $N_л^{(2)}$ — сумма сил, действующих на переднюю грань стены;

$M_л^{(2)}$ — момент сил, действующих на переднюю грань стены относительно верха стены.

Значения $N_л^{(2)}$ и $M_л^{(2)}$ определяются по формулам:

$$N_л^{(2)} = R_1^{(2)} + \sum_{j=m}^{n} P_j^{к} + \sum_{j=m}^{n} P_{jw}^{к}; \quad (78)$$

$$M_л^{(2)} = R_1^{(2)} h_1 + c \sum_{j=m}^{n} \left(P_j^{к} + P_{jw}^{к}\right)(j - 0{,}5). \quad (79)$$

Для стены с анкерами вместо значений $R_1^{(2)}$ в формулах (74) и (79) подставляется значение $R_{a1}^{(2)}$.

3.16. Производится расчет по схеме (рис. 5, *в*) для второго этапа строительства, когда установлен второй ряд опор или анкеров и поверхность дна котлована находится ниже третьего ряда опор. Расчет ведется в такой последовательности.

ДЛЯ СТЕНЫ С ОПОРАМИ

1. Определяется величина дополнительного давления грунта, действующего на части стены, находящейся в пределах удаляемого слоя грунта, по формуле (71).

2. Определяются величины дополнительных давлений грунта, действующего на заглубленную часть стены, и грунтовой воды, действующей на часть стены, расположенной ниже глубины H_2, по формулам (52)—(55) с заменой в этих формулах значений H_1 и H_2 соответственно на значения H_2 и H_3.

3. Определяются равнодействующие бокового давления грунта и воды на участках стены высотой c по формулам (56) и (57).

4. Производится определение величин реакций опор (рис. 7), расположенных в первом и втором рядах. Для определения неизвестных реакций $\overline{R}_1^{(3)}$ и $\overline{R}_2^{(3)}$ составляется система канонических уравнений метода сил:

$$\left.\begin{aligned}\delta_{11}\,\overline{R}_1^{(3)}+\delta_{12}\,R_2^{(3)}&=\delta_{1p};\\ \delta_{21}\,\overline{R}_1^{(3)}+\delta_{22}\,\overline{R}_2^{(3)}&=\delta_{2p}.\end{aligned}\right\}\qquad(80)$$

Коэффициенты при неизвестных δ_{ij} определяются по формулам

$$\delta_{ij}=\omega_{ij}+\frac{108\,EJ}{C_0\,h^2}\,\tau_{ij}+\Delta_{0.\text{п}}\,\eta_{0.\text{п}},\qquad(81)$$

где δ_{ij} — относительное перемещение опоры с номером i от единичной силы, приложенной к опоре с номером j;
i — номер опоры, в которой определяется перемещение;
j — номер опоры, к которой приложена единичная сила;

$$\eta_{0.\text{п}}=\begin{cases}1, & \text{если } i=j;\\ 0, & \text{если } i\neq j,\end{cases}$$

$\Delta_{0\,\text{п}}$ — определяется по формулам (63), (64).

$$\omega_{ij}=a_i^2\left(3a_j-a_i\right),\qquad(82)$$

где a_i — расстояние от дна котлована до опоры, где ищется перемещение;
a_j — расстояние от дна котлована до опоры, к которой приложена единичная сила.
Если $a_j<a_i$, то в формуле (82) следует a_j и a_i поменять местами;

$$\tau_{ij}=1+\frac{1{,}33\,(a_i+a_j)}{h}+\frac{2a_i\,a_j}{h^2};\qquad(83)$$

Величины δ_{ip}, ω_{ip}, τ_{ip} определяются по формулам (65)—(67), в которых вместо номера опоры, равного 1, ставится номер i и вместо значений $N_0^{(2)}$ и $M_0^{(2)}$ соответственно принимаются значения $N_0^{(3)}$ и $M_0^{(3)}$.

5. После определения неизвестных $\overline{R}_1^{(3)}$ и $\overline{R}_2^{(3)}$ в результате решения системы уравнений (80) находятся полные величины опорных реакций по формулам:

$$R_1^{(3)}=R_1^{(2)}+\overline{R}_1^{(3)};\qquad(84)$$

$$R_2^{(3)}=\overline{R}_2^{(3)}.\qquad(85)$$

6. Определяются значения $\overline{N}_0^{(3)}$ и $\overline{M}_0^{(3)}$ по формулам:

$$\overline{N}_0^{(3)}=N_0^{(3)}-\overline{R}_1^{(3)}-\overline{R}_2^{(3)};\qquad(86)$$

$$\overline{M}_0^{(3)}=M_0^{(3)}-\overline{R}_1^{(3)}\left(H_2-h_1\right)-\overline{R}_2^{(3)}\left(H_3-h_2\right).\qquad(87)$$

7. Вычисляются значения $\Delta_0^{(3)}$ и $\beta_0^{(3)}$ по формулам (27) и (28) с соответствующими заменами в них значений N_0 и M_0 на $N_0^{(3)}$ и $M_0^{(3)}$.

8. Определяется реактивное давление грунта $p_z^{(3)}$ на переднюю грань стены по формуле (37).

9. Определяется полное давление грунта на переднюю грань стены по формуле

$$p_{zk}^{(3)} = p_{zk}^{(2)} + p_z^{(3)} - p_{бн}^{(3)}. \qquad (88)$$

10. Производится сопоставление давления $p_{zk}^{(3)}$ с пассивным давлением $p_п$ и проверка выполнения условия $p_{zk}^{(3)} \leqslant p_п$. В случае не соблюдения этого условия производится повторный расчет опорных реакций с учетом замены давлений $p_{zk}^{(3)}$ на $p_п$ на тех участках, где не соблюдается условие $p_{zk}^{(3)} < p_п$, и уменьшения глубины заделки стены h на величину этого участка. В случае, если по всей глубине или на большей ее части давление $p_{zk}^{(3)}$ будет больше пассивного, то опорные реакции $\bar{R}_1^{(3)}$ и $\bar{R}_2^{(3)}$ определяются из условий равновесия как для балки на двух опорах, нагруженной силами P_j, $P_j w$, определяемых по этапам 1—3 п. 3.16 и $P_{jп}$, где $P_{jп}$ — равнодействующая пассивного давления грунта на участке стены с номером j. Если в этом случае число опор больше двух, то опорные реакции определяются по законам строительной механики, как для многопролетных неразрезных балок, нагруженных силами $P_j^к$ и $P_{jп}$.

11. Определяются равнодействующие бокового давления грунта P_{jk} и грунтовой воды $P_{jw}^к$ на переднюю грань стены ниже дна котлована по формулам (56) и (57), в которых значения p_j определяются по формуле (88).

12. Определяются сумма сил, действующих на переднюю грань стены $N_л^{(3)}$, и момент этих сил ($M_л^{(3)}$) относительно верха стены по формулам:

$$N_л^{(3)} = R_1^{(3)} + R_2^{(3)} + \Sigma_{j=m}^{n} P_j^к + \Sigma_{j=m}^{n} P_{jw}^к; \qquad (89)$$

$$M_л^{(3)} = R_1^{(3)} h_1 + R_2^{(3)} h_2 + c\Sigma_{j=m}^{n} \left(P_j^к + P_{jw}^к\right)(j - 0{,}5). \qquad (90)$$

13. Определяются величины A и $Б$ по формулам (76) и (77) с заменами $N_л^{(2)}$ и $M_л^{(2)}$ соответственно на $N_л^{(3)}$ и $M_л^{(3)}$.

14. Определяются изгибающие моменты и перерезывающие силы в стене по формулам:

при $z \leqslant h_1$, и $h_1 < z \leqslant h_2$ соответственно по формулам (73) и (74).

при $h_2 < z \leqslant H_c$.

$$\left.\begin{aligned} M_z^{(3)} &= Az^3 - Бz^4 - R_1^{(3)}\left(z - h_1\right) - R_2^{(3)}\left(z - h_2\right); \\ Q_z^{(3)} &= 3Az^2 - 4Бz^3 - R_1^{(3)} - R_2^{(3)}; \end{aligned}\right\} \qquad (91)$$

при $H_c < z \leqslant H$

$$\left.\begin{aligned} M_z^{(3)} &= Az^3 - Бz^4 - R_1^{(3)}\left(z - h_1\right) - R_2^{(3)}\left(z - h_2\right) - M_{zk}; \\ Q_z^{(3)} &= 3Az^2 - 4Бz^3 - R_1^{(3)} - R_2^{(3)} - Q_{zk}, \end{aligned}\right\} \qquad (92)$$

где Q_{zk} и M_{zk} — сумма равнодействующих сил P_j и $P_{jw}^к$, расположенных выше точки z, и момент этих сил относительно точки z.

1. Определяется величина дополнительного бокового давления грунта на заднюю грань стены от натяжения анкеров, расположенных во втором ряду по формуле

$$p_{zQ}^{(2)} = C_0 z \left(\Delta_a^{(2)} - \beta_a^{(2)}\right). \tag{93}$$

Значения величин $\Delta_a^{(2)}$ и $\beta_a^{(2)}$ определяются по формулам:

$$\Delta_a^{(2)} = \frac{6Q_a^{\text{p}}}{C_0 H^2 L}\left(3d - \frac{4h_2 f}{H}\right); \tag{94}$$

$$\beta_a^{(2)} = \frac{6Q_a^{\text{p}}}{C_0 H^2 L}\left(\frac{4f}{H} - \frac{6h_2 q}{H^2}\right), \tag{95}$$

где

$$q = 1 + 2\delta_1;$$

$$f = 1 + 3\frac{\delta_1 h_1}{H};$$

$$d = 1 + \frac{4h_1^2 \delta_1}{H^2};$$

$$L = 9gd - 8f^2;$$

δ_1 — относительная податливость первого ряда опоры;
h_1 — расстояние от верха стены до первого ряда опор;
h_2 — расстояние от верха стены до второго ряда опор.
Величина δ_1 определяется по формуле

$$\delta_1 = \frac{1}{C_0 \overline{\Delta}_{\text{оп}} H^2}. \tag{96}$$

Если производится натяжение n-го ряда анкеров, то значения величин Δ_a^n и β_a^n определяются по формулам (94) и (95) с заменой величины h_2 на h_n, где h_n — расстояние от верха стены до n-го ряда анкеров, а значения величин g, f, d определяются по формулам:

$$g = 1 + 2\Sigma_{t=1}^{t=n-1} \delta_t; \tag{97}$$

$$f = 1 + \frac{3}{H}\Sigma_{t=1}^{t=n-1} h_t \delta_t; \tag{98}$$

$$d = 1 + \frac{4}{H^2}\Sigma_{t=1}^{t=n-1} h_t^2 \delta_t. \tag{99}$$

Здесь δ_t — относительная податливость t-го ряда опор.

2. Производится вычисление полного давления грунта на заднюю грань стены и проверка условия (49).

3. Определяется величина бокового давления на переднюю грань стены по формуле

$$p_{z\text{к}}^{(2)} = p_{z\text{к}}^{(1)} + p_z^{(2)} - p_{\text{бн}}^{(2)} - p_{zQ}^{(2)}. \tag{100}$$

4. Производится определение величин дополнительных давлений грунта и воды и их равнодействующих, реакций опор $\overline{R}_1^{(3)}$ и $\overline{R}_2^{(3)}$, суммы сил $\overline{N}_0^{(3)}$ и суммы моментов этих сил $M_0^{(3)}$, реактивных $p_z^{(3)}$ и полных $p_{zk}^{(3)}$ давлений грунта на переднюю грань стены, и равнодействующих полного давления грунта $P_l^{\text{к}}$, равнодействующих давление грунтовой воды $P_{lw}^{\text{к}}$, а также производится проверка выполнения условия $p_{zk}^{(3)} < p_{\text{п}}$ по правилам, изложенным в п. 3.16, для стены с опорами.

5. Определяются полные величины опорных реакций по формулам:

$$R_1^{(3)} = R_1^{(2)} + \overline{R}_1^{(3)} + Q_{a1}^{\text{р}}; \tag{101}$$

$$R_2^{(3)} = \overline{R}_2^{(3)} + Q_{a2}^{\text{р}}, \tag{102}$$

где $Q_{a1}^{\text{р}}$ и $Q_{a2}^{\text{р}}$ — соответственно горизонтальные составляющие расчетных величин предварительного натяжения первого и второго ряда анкеров.

6 Определяется сумма сил, действующих на переднюю грань стены, и сумма моментов этих сил относительно верха стены по формулам (89) и (90).

7. Определяются величины A и $Б$ по формулам (76) и (77) и изгибающие моменты в стене и перерезывающие силы по формулам (91) и (92).

3.17. Расчет стен при большем числе рядов опор, чем два, производится по правилам, изложенным в п. 3.16 настоящего Руководства.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

3.18. *Исходные данные:*

Глубина стены $H=8$ м. Стена закрепляется двумя рядами опор. Верхний ряд опор расположен на глубине 1,5 м; нижний — 4,5 м. Проектная глубина котлована $H_0=6{,}6$ м, заглубление стены в грунт $h=1{,}4$ м. Толщина стены $t=0{,}6$ м. Уровень грунтовых вод находится на глубине 1 м от поверхности. На расстоянии 1 м от стены находится откос с углом заложения 2 : 1,5. На расстоянии 3,75 м от стены располагается здание шириной 12 м. Стены здания опираются на ленточный фундамент шириной 2 м, расположенный на глубине 1 м от поверхности грунта. Давление на подошву фундамента 2 кг/см^2. Давление на пол подвала здания 0,5 кг/см^2.

Стенка ограждения сооружается из монолитного железобетона (бетон марки М 300). Объемный вес бетонной смеси $\gamma_б=2{,}3$ тс/м^3. Высота действующего столба бетонной смеси $h_д=3$ м. Высота слоя тиксотропного раствора над поверхностью грунта $h_т=0$. Объемный вес тиксотропного раствора $\gamma_т=1{,}06$ тс/м^3.

Грунтовые характеристики:

до глубины 1 м залегают супеси с объемным весом 1,92 тс/м^3, угол внутреннего трения $\varphi^{\text{н}}=26°$, сцепление $c^{\text{н}}=0{,}09$ кгс/см^2, модуль деформации $E_0=240$ кгс/см^2, $k_{0z}=0{,}4$; $C_0=200$ тс/м^3. Ниже слоя супеси, до глубины 4 м залегают мелкозернистые пески с объемным весом $\gamma=2{,}03$ тс/м^3, $\varphi^{\text{н}}=32°$, $c^{\text{н}}=0{,}02$ кгс/см^2, $E_0=280$ кгс/см^2, $k_{0z}=0{,}4$; $C_0=400$ тс/м^3. Ниже глубины 4 м расположен слой водонасы-

щенного суглинка с $\gamma=2$ тс/м^3, $\varphi^н=22°$, $c^н=0{,}28$ кгс/см^2, $E_0=190$ кгс/см^2, $k_{0z}=0{,}5$; $C_0=200$ тс/м^3.

На глубине 5,5 м залегает тугопластичная глина $\gamma=1{,}97$ тс/м^3, $\varphi^н=17°$, $c^н=0{,}5$ кгс/см^2, $E_0=180$ кгс/см^2. Глина является водоупором. $k_{0z}=0{,}7$; $C_0=400$ тс/м^3.

Для устройства первого ряда опор грунт выбирается на глубину 2 м, для устройства второго ряда опор — на глубину 5 м.

Опоры изготовлены из стальных труб. Площадь поперечного сечения материала опоры равна 31 см^2. Длина опоры 16 м.

Порядок расчета:

Вычисляем вертикальные напряжения в грунте за стенкой от веса грунтового откоса, высотой 2 м.

Действие откоса заменяем равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $q=1{,}92\cdot2=3{,}84$ тс/м^2, действующей на полосе шириной $b=1{,}3+1{,}5\cdot0{,}5=2$ м. Расстояние от стены до полосы загружения принимаем равным 1,75 м.

Для определения вертикальных напряжений в грунте от действия равномерно распределенной нагрузки на полосе шириной 2 м, расположенной на расстоянии 1,75 м от стены, производим расчет для двух фиктивных полос шириной: $b_1=1{,}75+2=3{,}75$ м и $b_2=1{,}75$ м.

z	$m_1=z/b_1$	α_1	$m_2=z/b_2$	α_2	$p'_{0z}=q/2\ (\alpha_1-\alpha_2)$
1	0,26	0,99	0,57	0,94	0,10
2	0,53	0,94	1,14	0,77	0,33
4	1 05	0,82	2,29	0,50	0,61
6	1,58	0,64	3,43	0,35	0,56
8	2,13	0,53	4,57	0,27	0,50

Вычисляем вертикальные напряжения в грунте от ленточного фундамента здания.

Напряжения под подошвой фундамента равны: $p_{0z}=20$ т/м^2; $b_1=4+1=5$ м; $b_2=4-1=3$ м;

z' — глубина от подошвы фундамента.

z	z'	$m_1=z/b_1$	α_1	$m_2=z/b_2$	α_2	$p''_{0z}=\frac{20}{2}(\alpha_1-\alpha_2)$
0	0	0	1	0	1	0
1	0	0	1	0	1	0
2	1	0,20	0,99	0,33	0,98	0,10
4	3	0,60	0,93	1	0,82	1,10
6	5	1	0,82	1,66	0,63	1,90
8	7	1,40	0,70	2,33	0,49	2,10

Вычисляем вертикальные напряжения от нагрузки на пол подвала здания: $q=5$ т/м^2; $b_1=5+10=15$; $b_2=5$ м. До глубины 8 м значения $\alpha_1=1$.

z	z'	$m_2 = z'/b_3$	α_2	$p'''_{0z} = \frac{5}{2}(\alpha_1 - \alpha_2)$
1	0	0	1	0
2	1	0,2	0,99	0,02
4	3	0,6	0,93	0,18
6	5	1	0,82	0,45
8	7	1,4	0,70	0,75

Вычисляем суммарные вертикальные напряжения от пригрузки.

z	p'_{0z}	p'_{0z}	p'''_{0z}	$p_{0z} = p'_{0z} + p''_{0z} + p'''_{0z}$
1	0,1	0	0	0,1
2	0,33	0,10	0,02	0,45
4	0,61	1,10	0,18	1,89
6	0,56	1,90	0,45	2,91
8	0,50	2,10	0,75	3,35

Вычисляем давление грунта на заднюю и переднюю грани стенки $\left(p_{гб} \text{ и } p^{к}_{гб}\right)$, вызванное бетонированием траншеи, давление грунта от пригрузки $p_{г2}$ и давление воды (p_w). Давление определяется на уровне дна котлована и на границах слоев грунта.

Результаты расчета записываются в таблицу.

z	$p_{г.б}$	$p^{к}_{г.б}$	p_{0z}	k_{0z}	p_w	$p^{(1)}_{zc} = p_{г.б} + p_{0z} k_{0z} + p_w$
1	2,30	—	0,10	0,4	0	2,34
	2,30	—	0,10	0,4	0	2,34
2	3,60	—	0,45	0,4	1	4,78
3	4,90	3,72	1,25	0,4	1	6,40
4	4,96	3,78	1,89	0,4	1	6,72
	4,96	3,49	1,89	0,5	1	6,91
5,5	5,05	3,58	2,66	0,5	1	7,38
	9,55	6,79	2,66	0,7	0	11,41
7	11,14	8,38	3,24	0,7	0	13,41
8	12,20	9,44	3,35	0,7	0	14,55

Определяем значения

$N_0^{(1)}$; $M_0^{(1)}$; $\Delta_0^{(1)}$; $\beta_0^{(1)}$ и $\Delta_0^{(1)}/\beta_0^{(1)}$;

$$N_0^{(1)} = 2{,}34 \cdot 0{,}5 + 2{,}34 \cdot 1{,}0 + (4{,}78 - 2{,}34)\,0{,}5 + (4{,}78 + 6{,}40)\,0{,}5 + (6{,}40 + 6{,}72)\,0{,}5 + (6{,}91 + 7{,}38)\,0{,}75 + (11{,}40 + 13{,}41)0{,}75 + (13{,}41 + 14{,}55)\,0{,}5 - [3{,}72 \cdot 0{,}5 + (3{,}72 + 3{,}78) \times 0{,}5 + (3{,}49 + 3{,}58)\,0{,}75 + (6{,}79 + 8{,}38)\,0{,}75 + (8{,}38 + 9{,}44)\,0{,}5] = 60{,}19 - 31{,}20 = 28{,}99 \text{ тс/м};$$

$$M_0^{(1)} = 1{,}17 \cdot 1{,}33 + 2{,}34 \cdot 0{,}5 + 1{,}22 \cdot 0{,}33 - 5{,}59 \cdot 0{,}5 - 6{,}56 \cdot 1{,}5 - 10{,}72 \cdot 2{,}75 - 18{,}61 \cdot 4{,}25 - 13{,}98 \cdot 5{,}5 + 1{,}86 \cdot 0{,}67 + 3{,}75 \cdot 1{,}5 + 5{,}30 \cdot 2{,}75 + 11{,}38 \cdot 4{,}25 + 8{,}91 \cdot 5{,}5 = -194{,}97 + 118{,}82 = -76{,}15 \text{ тсм};$$

$$\Delta_0^{(1)} = \frac{6}{36 \cdot 0{,}35 \cdot 10^3}\left(3N_0 - \frac{4M_0}{6}\right) = 0{,}476 \cdot 10^{-3} \cdot 36{,}2 = 17{,}18 \cdot 10^{-3};$$

$$\beta_0^{(1)} = 0{,}476 \cdot 10^{-3}\left(\frac{4N_0}{6} - \frac{M_0}{6}\right) = 0{,}476 \cdot 10^{-3} \cdot 6{,}64 = 3{,}16 \cdot 10^{-3};$$

$$\frac{\Delta_0^1}{\beta_0^1} = 5{,}2 \text{ м}, \quad H_c + \frac{\Delta_0^{(1)}}{\beta_0^{(1)}} = 7{,}2 \text{ м}.$$

Вычисляем новые значения бокового давления грунта с учетом смещения стенки. Так как $\beta_0^{(1)} > 2$, то боковое давление грунта на заднюю грань стенки до глубины 7 м принимаем равным активному, ниже — начальному давлению ($p_{г\,б}$).

Активное давление грунта определяется по формулам (31) и (32). Вычисления располагаем в таблице.

Здесь

$$\xi_{a\varphi} = \operatorname{tg}^2(45° - \varphi/2);$$

$$C = \frac{2C^н \sqrt{\xi_{a\varphi}}}{p_{бz} + p_{oz}}.$$

z	$P_{бz}$	P_{oz}	$\xi_{a\varphi}$	$\sqrt{\xi_{a\varphi}}$	$2C^н$	$P_{бz}+P_{oz}$	C	κ_{az}	p_{az}	p_w	p^1_{zc}
1	1,92	0,10	0,39	0,63	1,8	2,02	0,56	0	0	0	0
	1,92	0,10	0,31	0,56	0,4	2,02	0,11	0,20	0,40	0	0,40
2	2,95	0,45	0,31	0,56	0,4	3,40	0,07	0,24	0,82	1	1,82
3	3,98	1,25	0,31	0,56	0,4	5,23	0,04	0,27	1,41	1	2,41

Продолжение

z	$p_{бz}$	p_{0z}	$\xi_{a\varphi}$	$\sqrt{\xi_{a\varphi}}$	$2c^н$	$p_{бz}+p_{0z}$	C	k_{az}	p_{az}	p_w	$p_{zc}^{(1)}$
4	5,01	1,89	0,31	0,56	0,4	6,90	0,03	0,28	1,93	1	2,93
	5,01	1,89	0,46	0,68	5,6	6,90	0,55	0	0	1	1
5,5	6,51	2,66	0,46	0,68	5,6	9,17	0,42	0,04	0,37	1	1,37
	11,01	2,66	0,55	0,74	10	13,67	0,54	0,01	0,14	0	0,14
7	13,97	3,24	0,55	0,74	10	17,21	0,43	0,12	$\frac{2,07}{13,41}$	0	$\frac{2,07}{13,41}$
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	14,55

Вычисляем значения $N_0^{(1)}$, $M_0^{(1)}$, $\Delta_0^{(1)}$, $\beta_0^{(1)}$ и $\Delta_0^{(1)}/\beta_0^{(1)}$:

$$N_0^{(1)} = 0,4\cdot 1,0 + (1,82 - 0,4)\,0,5 + (1,82 + 2,41)\,0,5 + (2,41 + 2,93)\,0,5 + (1 + 1,37)\,0,75 + 0,14\cdot 1,5 + (2,07 - 0,14)\,0,75 + (13,41 + 14,55)\,0,5 - 31,2 = -7,9 \text{ тс/м};$$

$$M_0^{(1)} = 0,4\cdot 0,5 + 0,71\cdot 0,33 - 2,12\cdot 0,5 - 2,67\cdot 1,5 - 1,78\cdot 2,75 - 0,21\cdot 4,25 - 1,45\cdot 4,5 - 13,98\cdot 5,5 + 118,82 = 25 \text{ тсм};$$

$$\Delta_0^{(1)} = 0,47\cdot 10^{-3}\left(\frac{4M_0}{6} - 3N_0\right) = -3,3\cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Так как активные силы оказались меньше сил отпора (перемещение стенки происходит в сторону действия сил отпора), то давление на заднюю грань стенки вычисляем при значении

$$\beta_0^{(1)} = \frac{3,16\cdot 10^{-3}}{2} = 1,58\cdot 10^{-3}.$$

Вычисляем новые значения k_{uz} и $p_{zc}^{(1)}$.

z	$p_{г.с}$	p_{az}	k_{uz}	p_{zu}	p_w	p_{zc}^{1}
1	2,34	0	0,21	0,49	0	0,49
	2,34	0,40	0,35	0,82	0	0,82
2	3,78	0,82	0,38	1,44	1	2,44

Продолжение

z	$p_{г.с}$	p_{az}	k_{uz}	p_{zu}	p_{ω}	$p_{zc}^{(1)}$
3	5,40	1,41	0,42	2,27	1	3,27
4	5,72	1,93	0,48	2,75	1	3,75
	5,91	0	0,21	1,24	1	2,24
5,5	6,38	0,37	0,26	1,68	1	2,68
	11,41	0,14	0,22	2,51	0	2,51
7	13,41	2,07	0,33	4,42	0	4,42/13,41
8	—	—	—	—	0	14,55

Определяем значения $N_0^{(1)}$, $M_0^{(1)}$, $\Delta_0^{(1)}$, $\beta_0^{(1)}$ и $\Delta_0^{(1)}/\beta_0^{(1)}$:

$$N_0^{(1)} = 0,49 \cdot 0,5 + 0,82 \cdot 1,0 + (2,44 - 0,82)\,0,5 + (2,44 + 3,27)\,0,5 + (3,27 + 3,75)\,0,5 + (2,24 + 2,68)\,0,75 + (2,51 + 4,42)\,0,75 + (13,41 + 14,55)\,0,5 - 31,20 = 31,12 - 31,20 = -0,08 \text{ тс/м};$$

$$M_0^{(1)} = 0,25 \cdot 1,33 + 0,82 \cdot 0,5 + 0,81 \cdot 0,33 - 2,86 \cdot 0,5 - 3,51 \cdot 1,5 - 3,69 \cdot 2,75 - 5,20 \cdot 4,25 - 13,98 \cdot 5,5 + 118,82 = -114,82 + 118,82 = 4 \text{ тсм};$$

$$\Delta_0^{(1)} = 0,476 \cdot 10^{-3}\left(\frac{4 \cdot 4}{6} - 3 \cdot 0,08\right) = 1,16 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$\beta_0^{(1)} = 0,476 \cdot 10^{-3}\left(\frac{4}{6} - \frac{4 \cdot 0,08}{6}\right) = 0,29 \cdot 10^{-3};$$

$$\Delta_0/\beta_0^{(1)} = 4 \text{ м}, \quad H_c + 4 = 6 \text{ м}.$$

Для следующего приближения принимаем среднее значение между предыдущим и полученным,

$$\beta_0^{(1)} = \frac{(0,29 + 1,58)\,10^{-3}}{2} = 0,94 \cdot 10^{-3},$$

$$\frac{\Delta_0^{(1)}}{\beta_0^{(1)}} + H_c = \frac{6 + 7}{2} = 6,5 \text{ м};$$

$$k_{uz} = 1 - 0,47\left(1 - \frac{p_{az}}{p_{г.б} + p_{0z}\,k_{0z}}\right),$$

z	$p_{г.с}$	p_{az}	$\frac{p_{az}}{p_{г.с}}$	k_z	p_{zu}	p_w	p^1_{zc}
1	2,34	0	0	0,53	1,24	0	1,24
	2,34	0,40	0,17	0,61	1,43	0	1,43
2	3,78	0,82	0,22	0,63	2,38	1	3,38
3	5,40	1,41	0,26	0,65	3,51	1	4,51
4	5,72	1,93	0,34	0,69	3,95	1	4,95
	5,91	0	0	0,53	3,13	1	4,13
5,5	6,38	0,37	0,06	0,56	3,57	1	4,57
	11,41	0,14	0,01	0,53	6,05	0	6,05
6,5	12,74	1,29	0,10	0,58	7,39	0	7,39/12,74
7	*13,41*	—	—	—	—	*0*	*13,41*
8	14,55	—	—	—	—	0	14,55

Определяем значения $N_0^{(1)}$, $M_0^{(1)}$, $\Delta_0^{(1)}$, $\beta_0^{(1)}$ и $\frac{\Delta_0^{(1)}}{\beta_0^{(1)}}$:

$$N_0^{(1)} = 1,24 \cdot 0,5 + (1,43 + 3,38)\, 0,5 + (3,38 + 4,51)\, 0,5 + (4,51 + 4,95)\, 0,5 + (4,13 + 4,57)\, 0,75 + (6,05 + 7,39)\, 0,50 + (12,74 + 14,55)\, 0,75 - 31,2 = 45,93 - 31,2 = 14,73 \text{ тс/м};$$

$$M_0^{(1)} = 0,62 \cdot 1,33 + 2,41 \cdot 0,5 - 3,95 \cdot 0,5 - 4,73 \cdot 1,5 - 6,53 \cdot 2,75 - 6,72 \cdot 4 - 20,47 \cdot 5,25 + 118,82 = -42,53 \text{ тсм};$$

$$\Delta_0^{(1)} = 0,476 \cdot 10^{-3}\left(3 \cdot 14,73 - \frac{4 \cdot 42,53}{6}\right) = 7,54 \cdot 10^{-3};$$

$$\beta_0^{(1)} = 0,476 \cdot 10^{-3}\left(\frac{4 \cdot 14,73}{6} - \frac{42,53}{6}\right) = 1,3 \cdot 10^{-3};$$

$$\Delta_0^{(1)}/\beta_0^{(1)} = 5,8 \text{ м}, \qquad H_c + 5,8 \approx 8 \text{ м}.$$

Принимаем среднее значение, β_0 и $H_c + \Delta_0/\beta_0$:

$$\beta^{(1)} = \frac{(1,3 + 0,94)\, 10^{-3}}{2} = 1,12 \cdot 10^{-3},$$

$$\frac{\Delta_0^{(1)}}{\beta_0^{(1)}} + H_c = \frac{8 + 6,5}{2} \approx 7 \text{ м};$$

$$k_{uz}=1-0{,}56\left(1-\frac{P_{az}}{P_{г.б}+P_{0z}k_{0z}}\right).$$

z	$p_{г.с}$	p_{az}	k_{uz}	p_{zu}	p_w	p^1_{zc}
1	2,34	0	0,44	1,03	0	1,03
	2,34	0,17	0,54	1,26	0	1,26
2	3,78	0,22	0,56	2,12	1	3,12
3	5,40	0,26	0,59	3,19	1	4,19
4	5,72	0,34	0,63	3,60	1	4,60
	5,91	0	0,44	2,60	1	3,60
5,5	6,38	0,06	0,47	3	1	4
	11,41	0,01	0,45	5,13	0	5,13
7	13,41	0,15	0,58	7,78/13,41	0	7,78/13,41
8	14,55	—	—	—	0	14,55

Определяем значения $N_0^{(1)}$, $M_0^{(1)}$, $\Delta^{(1)}$, $\beta^{(1)}$ и $\Delta^{(1)}/\beta^{(1)}$:

$$N_0^{(1)}=1{,}03\cdot0{,}5+(1{,}26+3{,}12)\,0{,}5+(3{,}12+4{,}19)\,0{,}5+(4{,}19+$$
$$+4{,}60)\,0{,}5+(3{,}60+4{,}0)\,0{,}75+(5{,}13+7{,}78)\,0{,}75+(13{,}41+$$
$$+14{,}55)\,0{,}5-31{,}20=40{,}13-31{,}20=8{,}93\ \text{тс/м};$$

$$M_0^{(1)}=0{,}52\cdot1{,}33+2{,}19\cdot0{,}5-3{,}66\cdot0{,}5-4{,}40\cdot1{,}5-5{,}7\cdot2{,}75-$$
$$-9{,}68\cdot4{,}25-13{,}98\cdot5{,}5+118{,}82=-142{,}135+120{,}61=$$
$$=-21{,}53\ \text{тсм};$$

$$\Delta_0^{(1)}=0{,}476\cdot10^{-3}\left(3\cdot8{,}93-\frac{4\cdot21{,}53}{6}\right)=5{,}92\cdot10^{-3}\ \text{м};$$

$$\beta_0^{(1)}=0{,}476\cdot10^{-3}\left(\frac{4\cdot8{,}93}{6}-\frac{21{,}53}{6}\right)=1{,}13\cdot10^{-3};$$

$$\Delta_0^{(1)}/\beta_0=5{,}2\frac{\Delta_0^{(1)}}{\beta_0^{(1)}}+H_c=5{,}2+2=7\ \text{м}.$$

Таким образом, окончательно получили значения:

$$\beta_0^{(1)}=1{,}13\cdot10^{-3};\quad \Delta_0^{(1)}=5{,}92\cdot10^{-3}\ \text{м}.$$

Вычисляем полные напряжения перед стенкой с учетом смещения стенки и сравниваем напряжения с предельными значениями:

$$p_{zk}^{(1)} = p_{г.б}^{к} + p_z^{(1)} = p_{г.б}^{к} + \left[\Delta_0 (z - H_c) - \beta_0 (z - H_c)^2\right] C_0.$$

Распределение напряжений $p_{г.б}^{к}$ от поверхности дна котлована до глубины 1 м принимаем линейным.

Напряжение в грунте на глубине 0,5 м равно:

$$p_{zk}^{(1)} = 3{,}72 \cdot 0{,}5 + 0{,}35\,[5{,}92\,(2{,}5 - 2{,}0) - 1{,}13\,(2{,}5 - 2{,}0)^2 =$$

$$= 2{,}80 \text{ тс/м}^2.$$

Пассивное давление грунта на глубине z равно:

при $z = 0{,}5$ м, $\varphi = 32°$, $c = 0{,}2$ т/м^2, $\gamma = 1{,}03$

$$k_п = 19{,}1 - \sqrt{171{,}35} = 6{,}01;$$

$$2c\sqrt{k_п} = 0{,}4\sqrt{6{,}01} = 0{,}98 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_п = 1{,}03 \cdot 0{,}5 \cdot 6{,}01 + 0{,}98 = 4{,}08 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_п > p_{zk}^{н}.$$

Вычисляем напряжения на глубине 1 м ниже дна котлована:

$$p_{zk}^{(1)} = 3{,}72 + [5{,}92 \cdot 1{,}0 - 1{,}13 \cdot 1]\,0{,}35 = 5{,}40 \text{ т/м}^2;$$

$$p_п = 1{,}03 \cdot 1{,}0 \cdot 6{,}01 + 0{,}98 = 7{,}17 \text{ тс/м}^2,$$

$$p_п > p_{zk}^{(1)}.$$

Производим вычисления изгибающих моментов в консольной стенке:

$$z = 1 \text{ м} \quad M_1^{(1)} = 1{,}03 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}33 \cdot 1{,}1 = 0{,}19 \text{ тсм};$$

$$z = 2 \text{ м} \quad M_2^{(1)} = [1{,}03 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}33 + (1{,}26 + 3{,}12)\,0{,}5 \cdot 0{,}5]\,1{,}1 =$$

$$= 1{,}96 \text{ тсм}$$

$$z = 3 \text{ м} \quad M_3^{(1)} = \Big[1{,}78 + 2{,}71 \cdot 1 + (3{,}12 + 4{,}19)\,0{,}5 \cdot 0{,}5 -$$

$$- 3{,}72 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}33 - \frac{5{,}92 \cdot 0{,}35}{6} + \frac{1{,}13 \cdot 0{,}35}{12}\Big]\,1{,}1 = 5{,}92 \text{ тсм};$$

$$z = 4 \text{ м} \quad M_4^{(1)} = \Big[1{,}78 + 2{,}71 \cdot 2 + (3{,}12 + 4{,}19)\,0{,}5 \cdot 1{,}5 -$$

$$- 3{,}72 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}33 + (4{,}19 + 4{,}60)\,0{,}5 \cdot 0{,}5 - (3{,}72 +$$

$$+ 3{,}78)\,0{,}5 \cdot 0{,}5 - \frac{5{,}92 \cdot 0{,}35}{6}\,8 + \frac{1{,}13 \cdot 0{,}35}{12}\,16\Big]\,1{,}1 = 9{,}13 \text{ тсм};$$

$$z = 5{,}5 \text{ м} \quad M_{5,5}^{(1)} = \Big[1{,}78 + 2{,}71 \cdot 3{,}5 + (3{,}12 + 4{,}19)\,0{,}5 \cdot 3{,}0 -$$

$$-3,72\cdot0,5\cdot2,83+(4,19+4,60)\,0,5\cdot2-(3,72+3,78)\,0,5\cdot2+$$
$$+(3,60+4,0)\,0,75\cdot0,75-(3,49+3,58)\,0,75\cdot0,75-\frac{5,92\cdot0,35}{6}\times$$
$$\times42,875+\frac{1,13\cdot0,35}{12}150,06\Big]1,1=9,56\ \text{тсм};$$

$z=7$ м $\quad M^{(1)}=\Big[1,78+2,71\cdot5+(3,12+4,19)\,0,5\cdot4,5-$
$$-3,72\cdot0,5\cdot4,33+(4,19+4,60)\,0,5\cdot3,5-(3,72+3,78)\,0,5\cdot3,5+$$
$$+(3,60+4,0)\,0,75\cdot2,25-(3,49+3,58)\,0,75\cdot2,25+(5,13+$$
$$+7,78)\,0,75\cdot0,75-(6,79+8,38)\,0,75\cdot0,75-\frac{5,92\cdot0,35}{6}125+$$
$$+\frac{1,13\cdot0,35}{12}625\Big]1,1=3,34\ \text{тсм};$$

$z=8$ м $\quad M_8^{(1)}=\Big[1,78+2,71\cdot6+(3,12+4,19)0,5\cdot5,5-$
$$-3,72\cdot0,5\cdot5,33+(4,19+4,60)\,0,5\cdot4,5-(3,72+3,78)\,0,5\cdot4,5+$$
$$+(3,6+4)\,0,75\cdot3,25-(3,49+3,58)\,0,75\cdot3,25+(5,13+$$
$$+7,78)\,0,75\cdot1,75-(6,79+8,38)\,0,75\cdot1,75+(13,41+$$
$$+14,55)\,0,5\cdot0,5-(8,38+9,44)\,0,5\cdot0,5-\frac{5,92\cdot0,35}{6}216+$$
$$+\frac{1,13\cdot0,35}{12}1296\Big]1,1=0.$$

Определяем опорные реакции верхнего ряда опор, возникающие после удаления слоя грунта перед стенкой, толщиной 3 м при глубине котлована $H_c=5$ м. Для определения опорных реакций вычисляем дополнительную нагрузку на стенку, вызванную удалением слоя грунта и воды перед стенкой. Величина снимаемого вертикального напряжения от удаления слоя грунта, толщиной 3 м равна: $p_{б.н}^{(2)}=6,01-2,95=3,06$ т/м^2.

z	$p_{г.б}^{к}$	p_z^1	p_w	$p_{бн}^1$	$p_{zk}^1+p_{бн}^{(2)}$	P_j
2	0	0	0	—	0	0
3	3,72	1,68	1	—	6,39	3,20
4	3,78	2,56	2	—	8,34	7,37
	3,49	2,56	2	—	8,05	—

Продолжение

z	$p^{к}_{г.б}$	$p^{(1)}_{z}$	p_{ω}	$p^{(2)}_{бн}$	$p^{(1)}_{zk}+p^{(2)}_{бн}$	P_j
5	3,55	2,66	3	—	9,21	8,63
5,5	—	—	3	3,06·0,5=1,53	4,53	3,43
	—	—	0	6,06·0,7=4,24	4,24	2,12
7	—	—	0	6,06·0,7=4,24	4,24	4,24
8	—	—	0	6,06·0,7=4,24	4,24	4,24
6	—	—	—	—	—	5,55

Характеристики стенки и опор, входящие в расчет:

$E = 3{,}4\cdot10^{6}$ тс/м^2; $J = 18\cdot10^{-3}$ м^4; $C_0 = 0{,}35\cdot10^{3}$ тс/м^3;

$F_{оп} = 32\cdot10^{-4}$ м^2; $l_{оп} = 16$ м, $E_{оп} = 2{,}1\cdot10^{7}$ тс/м^2.

Определяем перемещение стенки в месте расположения опоры от единичной силы ($\delta_{1.1}$). Для определения $\delta_{1\,1}$ вычислчем входящие в формулу величины.

$$\omega_{1.1} = 2a_1^3 = 2\,(3{,}5)^3 = 42{,}875;$$

$$\tau_{1.1} = 1 + \frac{1{,}33\,(3{,}5+3{,}5)}{3} + \frac{2\,(3{,}5)^2}{9} = 6{,}83;$$

$$\frac{108EJ}{C_0 h^2} = \frac{108\cdot3{,}4\cdot10^{6}\cdot18\cdot10^{-3}}{0{,}35\cdot10^{3}\cdot9} = 2098;$$

$$\frac{6EJ\,l_{оп}}{E_{оп}F_{оп}} = \frac{6\cdot3{,}4\cdot10^{6}\cdot18\cdot10^{-3}\cdot16}{2{,}1\cdot10^{7}\cdot32\cdot10^{-4}} = 87{,}43;$$

$$\delta_{11} = 42{,}9 + 2098\cdot6{,}83 + 87{,}4 = 14\,500.$$

Определяем величину перемещения стенки в месте расположения опоры от действующей нагрузки:

$$a_1 = 3{,}5;\quad 3a_1 = 10{,}5;\quad \omega_{1j} = a_j^2\left(3a_1 - a_j\right)$$

j	a_j	$3a_1-a_j$	a_j^2	ω_{1j}	p_j	$p_j\omega_{1j}$
5	0,5	10	0,25	2,5	8,63	21,58
4	1,5	9	2,25	20,25	7,37	149,24
3	2,5	8	6,25	50	3,20	160

$\Sigma p_j\,\omega_{1j} = 330{,}82$

$$M_0^{(2)} = 3{,}20 \cdot 2{,}5 + 7{,}37 \cdot 1{,}5 + 8{,}63 \cdot 0{,}5 - 5{,}55 \cdot 0{,}5 - 4{,}24 \cdot 1{,}5 - $$
$$- 4{,}24 \cdot 2{,}5 = + 3{,}64 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_0^{(2)} = 3{,}20 + 7{,}37 + 8{,}63 + 5{,}55 + 4{,}24 + 4{,}24 = 33{,}23 \text{ тс};$$

$$\tau_{1p} = \frac{1{,}333}{3} 3{,}64 + 33{,}23 + \frac{3{,}5}{3}\left(\frac{2 \cdot 3{,}64}{3} + 1{,}33 \cdot 33{,}23\right) = 89{,}4;$$

$$\tau_{1p} = 89{,}4;$$

$$\delta_{1p} = 330{,}8 + 2098 \cdot 89{,}4 = 189\,000;$$

$$R_1 = \frac{\delta_{1C}}{\delta_{11}} = \frac{189\,000}{14\,500} = 13 \text{ тс}.$$

Определяем значения $\overline{N}_0^{(2)}$ и $\overline{M}_0^{(2)}$:

$$\overline{N}_0^{(2)} = N_0^{(2)} - R_1^{(2)} = 33{,}2 - 13 = 20{,}2 \text{ тс};$$

$$\overline{M}_0^{(2)} = 3{,}64 - 13 \cdot 3{,}5 = -42{,}5 \text{ тсм};$$

$$\Delta_0^{(2)} = \frac{6}{C_0 h^2}\left(3\overline{N}_0^{(2)} \pm \frac{4\,\overline{M}_0^{(2)}}{h}\right);$$

$$\beta_0^{(2)} = \frac{6}{C_0 h^2}\left(\frac{4\overline{N}_0^{(2)}}{h} \pm \frac{6\,\overline{M}_0^{(2)}}{h^2}\right);$$

$$\Delta_0^{(2)} = \frac{6}{0{,}35 \cdot 10^3 \cdot 9}\left(3 \cdot 20 - \frac{4 \cdot 42{,}49}{3}\right) = 1{,}905 \cdot 10^{-3}\,(3{,}35) =$$
$$= 6{,}38 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$\beta_0^{(2)} = 1{,}905 \cdot 10^{-3}\left(\frac{4 \cdot 20}{3} - \frac{6 \cdot 42{,}49}{5}\right) = -3{,}16 \cdot 10^{-3}.$$

Определяем полное боковое давление грунта на стенку, действующее со стороны котлована после отрывки грунта до глубины 5 м и равнодействующие этого давления на участках стенки, расположенных на глубине 6, 7 и 8 м. Реактивное давление грунта $p_z^{(2)}$ ниже отметки 5 м от удаления слоя грунта перед стенкой толщиной 3 м определяется выражением (37).

z	$p_{г.б}^{к}$	p_z^1	$p_z^{(2)}$	$p_{бн}^{(2)}$	$p_{zк}^{(2)}$	$p_j^{(2)}$
5	0	0	0	0	0	—
5,5	3,58	2,41	1,39	1,53	5,85	—
	6,79	2,41	1,39	4,24	6,35	—
6	7,32	1,96	3,34	4,24	8,38	5,14

Продолжение

z	$p^{к}_{г.б}$	$p^{(1)}_z$	$p^{(2)}_z$	$p^{(2)}_{б.н}$	$p^{(2)}_{zk}$	$p^{(2)}_j$
6,5	7,85	1,31	5,84	4,24	10,76	
7	8,38	0,47	8,89	4,24	13,50	10,94
8	9,44	−1,81	16,65	4,24	20,04	16,77

Вычисляем пассивное давление грунта перед стенкой.
$z \leqslant 5{,}5$ м.

$$\varphi^{н} = 22°; \quad c^{н} = 2{,}8 \text{ тс/м}^2;$$

$$k_{п} = 19{,}1 - \sqrt{327{,}6 - (0{,}4 \cdot 22° - 0{,}3)^2} = 19{,}1 - 15{,}98 = 3{,}12;$$

$$2c^{н}\sqrt{k_{п}} = 2 \cdot 2{,}8\sqrt{3{,}12} = 9{,}91;$$

$$p_{п} = k_{п}(z - H_{с})\gamma + 2c^{н}\sqrt{k_{п}} = 3{,}12(5{,}5 - 5) + 9{,}91 = 11{,}5 \text{ тс/м};$$

$$p_{п} > 7{,}32.$$

При $z > 5{,}5$ м:

$$\varphi^{н} = 17°; \quad C^{н} = 5 \text{ тс/м}^2;$$

$$k_{п} = 19{,}1 - \sqrt{327{,}6 - (0{,}4 \cdot 17 - 0{,}3)^2} = 19{,}1 - 16{,}89 = 2{,}21;$$

$$2c^{н}\sqrt{k_{п}} = 2 \cdot 5\sqrt{2{,}21} = 14{,}85.$$

$$p_{п} = 2{,}21 \cdot 0{,}5 + 14{,}85 = 15{,}96 \text{ т/м}^2 > 6{,}35 \text{ тс/м}^2;$$

При $z = 5{,}5$:

$$z = 6 \quad p_{п} = 2{,}21 \cdot 1{,}0 + 14{,}85 = 17{,}06 > 8{,}38 \text{ т/м}^2;$$

$$z = 7 \quad p_{п} = 2{,}21 \cdot 2{,}0 + 14{,}85 = 19{,}27 > 13{,}50;$$

$$z = 8 \quad p_{п} = 2{,}21 \cdot 3{,}0 + 14{,}85 = 21{,}48 > 20{,}04.$$

Определяем изгибающие моменты в стенке по формулам (73)—(75). Вычисляем значения $N^{(2)}_{л}$; $M^{(2)}_{л}$; A и $Б$.

$$N^{(2)}_{л} = 13 + 5{,}14 + 10{,}94 + 16{,}77 = 46 \text{ тс};$$

$$M^{(2)}_{л} = 13 \cdot 1{,}5 + 5{,}14 \cdot 5{,}5 + 10{,}94 \cdot 6{,}5 + 16{,}77 \cdot 7{,}5 = 244{,}9 \text{ тсм};$$

$$A = \frac{3 \cdot 46}{64} - \frac{4 \cdot 244{,}9}{512} = 0{,}243;$$

$$Б = \frac{2 \cdot 46}{512} - \frac{3 \cdot 244{,}9}{4096} = 0.$$

Вычисляем изгибающие моменты в стенке на глубинах $z = 1{,}5$ м, $z = 5$ м и $z = 7$ м.

$$M^{(2)}_{z=1,5} = 0{,}243 \cdot 3{,}375 = 0{,}8 \text{ тсм};$$

$$M^{(2)}_{z=5} = 0{,}243 \cdot 125 - 13\,(5 - 1{,}5) = -15 \text{ тс·м};$$

$$M^{(2)}_{z=7} = 0{,}243 \cdot 343 - 13\,(7 - 1{,}5) - 5{,}14 \cdot 1{,}5 - 10{,}94 \cdot 0{,}5 = -2{,}3 \text{ тс·м}.$$

Определяем величины реакций после установки второй опоры и отрывки грунта перед стенкой на глубину $H_c = 6{,}5$ м.

Величина снимаемого вертикального давления от удаления слоя грунта толщиной 1,5 м равна

$p^{(3)}_{бн} = 2 \cdot 0{,}5 + 1{,}97 \cdot 1 = 2{,}97$ т/м².

Вычисляем величины снимаемых боковых давлений грунта перед стенкой после отрывки грунта до глубины 6,5 м и их равнодействующих $P^{(3)}_j$. Вычисления располагаем в таблице.

z	$p^{(2)}_{zк}$	p_w	$p^{(3)}_{бн}$	$p^{(2)}_{zк} + p^{(3)}_{бн}$	$P^{(3)}_j$
5	0	0	—	0	—
5,5	5,85	0,5	—	6,35	—
	6,35	0	—	6,35	—
6	8,38	0	—	8,38	5,27
6,5	10,76	0	—	10,76	—
7	—	0	$2{,}97 \cdot 0{,}7 = 2{,}08$	2,08	4,79(1,04)
8	—	0	2,08	2,08	2,08

$$P^{(3)}_6 = \frac{6{,}35}{2} 0{,}5 + \frac{6{,}35 + 8{,}38}{2} 0{,}5 = 5{,}27 \text{ тс};$$

$$P^{(3)}_7 = \frac{8{,}38 + 10{,}76}{2} 0{,}5 = 4{,}79 \text{ тс};$$

$$P^{(3)}_8 = 2{,}08 \cdot 0{,}5 = 1{,}04;\ P^{(3)}_9 = 2{,}08 \text{ тс}.$$

Производим вычисления опорных реакций $R^{(3)}_1$ и $R^{(3)}_2$ после удаления слоя грунта перед стенкой на глубину 1,5 м.

$$\omega_{1.1} = 2\,(5)^3 = 250;$$

$$\omega_{1.2} = \omega_{2.1} = (2)^2\,(3 \cdot 5 - 2) = 52;$$

$$\omega_{2.2} = 2\,(2)^3 = 16;$$

$$\frac{108JE}{C_0 h^2} = \frac{108 \cdot 18 \cdot 10^{-3} \cdot 3{,}4 \cdot 10^6}{0{,}35 \cdot 10^3 \cdot 2{,}25} = 8390;$$

$$\frac{6EJl_{оп}}{E_{оп} F_{оп}} = \frac{6 \cdot 3{,}4 \cdot 10^6 \cdot 18 \cdot 10^{-3} \cdot 6}{2{,}1 \cdot 10^7 \cdot 12 \cdot 10^{-4}} = 87{,}4;$$

$$\tau_{1.1} = 1 + \frac{1,33}{1,5}(5+5) + \frac{2\cdot5\cdot5}{(1,5)^2} = 32,1;$$

$$\tau_{1.2} = 1 + \frac{1,33}{1,5}(2+5) + \frac{2\cdot2\cdot5}{(1,5)^2} = 16,1;$$

$$\tau_{2\,2} = 1 + \frac{1,33}{1,5}(2+2) + \frac{2\cdot2\cdot2}{(1,5)^2} = 8,11;$$

$$\delta_{1.1} = 250 + 8390\cdot32,1 + 87,4 = 270\,000;$$

$$\delta_{2.1} = \delta_{1.2} = 52 + 8390\cdot16,1 = 135\,000$$

$$\delta_{22} = 16 + 8390\cdot8,11 + 87,43 = 68\,100.$$

Вычисляем значения δ_{1p} и δ_{2p}
Вычисление значений $\Sigma P_j\omega_{1j}$ и $\Sigma P_j\omega_{2j}$ располагаем в таблице.

j	a_j	a_j^2	$3a_1-a_j$	$3a_2-a_j$	ω_{1j}	ω_{2j}	p_j	$p_j\omega_{1j}$	$p_j\omega_{2j}$
6	1,0	1,0	15—1=14	6—1=5	14	5	5,27	73,8	26,4
7	0,25	0,0625	15—0,25= =14,75	6—0,25= =5,75	0,922	0,359	4,79	4,41	1,60

$$\Sigma P_j\omega_{1j} = 73,8 + 4,41 = 78;$$

$$\Sigma P_j\omega_{2j} = 26,4 + 1,6 = 28.$$

Вычисляем значения $N_0^{(3)}$ и $M_0^{(3)}$:

$$N_0^{(3)} = 5,27 + 4,79 + 1,04 + 2,08 = 13,2 \text{ тс};$$

$$M_0^{(3)} = 5,27\cdot1,0 + 4,79\cdot0,25 - 1,04\cdot0,25 - 2,08\cdot1 = 4,13 \text{ тсм}.$$

Вычисляем значения τ_{1p} и τ_{2p}:

$$\tau_{1p} = \frac{1,33\cdot4,13}{1,5} + 13,2 + \frac{5}{1,5}\left(\frac{2\cdot4,13}{1,5} + 1,33\cdot13,2\right) = 93,8;$$

$$\tau_{2p} = \frac{1,33\cdot4,13}{1,5} + 13,2 + \frac{2}{1,5}\left(\frac{2\cdot4,13}{1,5} + 1,33\cdot13,2\right) = 47,6;$$

$$\delta_{1p} = 78 + 8390\cdot93,8 = 787\,000;$$

$$\delta_{2p} = 28 + 8390\cdot47,6 = 400\,000.$$

Составляем систему канонических уравнений и производим вычисление неизвестных:

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 = \delta_{1p};$$

$$\delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 = \delta_{2p};$$

$$\begin{array}{l} 270\cdot 10^3 X_1 + 135\cdot 10^3 X_2 = 787\cdot 10^3 \\ 135\cdot 10^3 X_1 + 68{,}1\cdot 10^3 X_2 = 400\cdot 10^3 \end{array} \Big| -2$$

$$-1{,}2X_2 = -13;$$

$$X_2 = 10{,}8 \text{ т}; \quad \bar{R}_2^{(3)} = 10{,}8 \text{ т}. \quad X_1 = -2{,}4 \text{ тс};$$

Суммарные значения опорных реакций равны:

$$R_1 = R_1^{(2)} + \bar{R}_1^{(3)} = 13 - 2{,}4 = 10{,}6 \text{ тс};$$

$$R_2 = \bar{R}_2^{(3)} = 10{,}8 \text{ т}.$$

Производим вычисления бокового давления грунта на лицевую грань стенки. Вычисляем значения $\bar{N}_0^{(3)}$ и $\bar{M}_0^{(3)}$:

$$\bar{N}_0^{(3)} = N_0^{(3)} - \bar{R}_1^{(3)} - \bar{R}_2^{(3)} = 13{,}2 + 2{,}4 - 10{,}8 = 4{,}8 \text{ тс};$$

$$\bar{M}_0^{(3)} = M_0^{(3)} - \bar{R}_1^{(3)} a_1 - \bar{R}_2^{(3)} a_2 = 4{,}13 + 2{,}4\cdot 5 - 10{,}8\cdot 2 =$$

$$= -5{,}47 \text{ тс.м};$$

$$\Delta_0^{(3)} = \frac{6}{0{,}35\cdot 10^3\cdot 2{,}25}\left(3\cdot 4{,}8 - \frac{4\cdot 5{,}47}{1{,}5}\right) = -1{,}42\cdot 10^{-3}\text{м};$$

$$\beta_0^{(3)} = \frac{6}{0{,}35\cdot 10^3\cdot 2{,}25}\left(\frac{4\cdot 4{,}8}{1{,}5} - \frac{6\cdot 5.47}{2{,}25}\right) = -13{,}6\cdot 10^{-3}.$$

Определяем дополнительное давление грунта на стенку, вызванное ее смещением:

$z = 7$ м $p_z^{(3)} = 0{,}35\,(7 - 6{,}5)\,[-1{,}42 + 13{,}6\,(7 - 6{,}5)] = 0{,}94$ тс/м²;

$z = 8$ м $p_z^{(3)} = 0{,}35\,(8 - 6{,}5)\,[-1{,}42 + 13{,}6\,(8 - 6{,}5)] = 9{,}96$ тс/м²;

$z = 7{,}5$ м $p_z^{(3)} = 0{,}35\,(7{,}5 - 6{,}5)\,[-1{,}42 + 13{,}6\,(7{,}5 - 6{,}6)] =$

$= 4{,}26$ тс/м².

Вычисляем суммарное боковое давление грунта на лицевую грань стенки.

z	$p_{zk}^{(2)}$	$p_{бн}^{(3)}$	$p_z^{(3)}$	$p_{zk}^{(3)}$	$P_f^{(3)}$
6,5	0	—	0	0	
7	13,5	2,08	0,94	12,4	3,1
7,5	17,5	2,08	4,3	19,7	
8	20,04	2,08	10	28	20,2

Производим проверку на предельное давление грунта:

$$z = 7 \quad p_п = 2{,}21 \cdot 0{,}5 + 14{,}85 = 15{,}96 > 12{,}4 \text{ тс/м}^2;$$

$$z = 7{,}5 \quad p_п = 2{,}21 \cdot 1{,}0 + 14{,}85 = 17{,}06 < 19{,}7 \text{ тс/м}^2;$$

$$z = 8 \quad p_п = 2{,}21 \cdot 1{,}5 + 14{,}85 = 18{,}17 < 28{,}0 \text{ тс/м}^2.$$

Так как пассивное давление меньше реактивного на большей части заглубленной стенки, то производим перерасчет опорных реакций с учетом возникновения предельных значений давления грунта.

Для уточнения опорных реакций определяем дополнительную нагрузку на стенку, равную разности значений между полным реактивным и предельным давлением грунта:

$$\Delta p_z = p_{zk}^{(3)} - p_п;$$

$$z = 7{,}5 \text{ м} \quad \Delta p_z = 19{,}7 - 17{,}1 = 2{,}6 \text{ тс/м}^2;$$

$$z = 8 \text{м} \quad \Delta p_z = 28 - 18{,}2 = 9{,}8 \text{ тс/м}^2.$$

Равнодействующие этих давлений равны:

$$\Delta P_7 = 2{,}6 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}5 = 0{,}65 \text{ тс};$$

$$\Delta P_8 = (9{,}6 + 2{,}6)\, 0{,}25 = 3{,}05 \text{ тс}.$$

Дополнительные силы к опорным реакциям от этой нагрузки определяются методами строительной механики как для неразрезных многопролетных балок.

При двух опорах дополнительные силы к опорным реакциям определяются из условия равновесия:

$$1)\ \Delta R_1 + \Delta R_2 = (3{,}05 + 0{,}65) = 3{,}7;$$

$$\frac{2)\ \Delta R_1 \cdot 1{,}5 + \Delta R_2 \cdot 4{,}5 = 0{,}65 \cdot 7{,}33 + 3{,}05 \cdot 7{,}75 = 28{,}4}{-4{,}5\Delta R_1 + 1{,}5\Delta R_1 = 28{,}4 - 3{,}7 \cdot 4{,}5 = 12{,}1};$$

$$\Delta R_1 = -\frac{12{,}1}{3} = -4 \text{ тс};$$

$$\Delta R_2 = 3{,}07 + 4 = 7{,}7 \text{ тс}.$$

Полная величина опорных реакций равна:

$$R_1 = 10{,}6 - 4 = 6{,}6 = 7 \text{ тс};$$

$$R_2 = 10{,}8 + 7{,}7 \cong 18 \text{ тс}.$$

Вычисляем значения изгибающих моментов в стенке, возникающие после отрывки котлована на проектную глубину:

$$N_л^{(3)} = 7 + 18 + 3{,}1 + \frac{17{,}1 + 12{,}4}{4} + \frac{17{,}1 + 18{,}2}{4} = 44{,}5 \text{ тс};$$

$$M_л^{(3)} = 7{,}0 \cdot 1{,}5 + 18 \cdot 4{,}5 + 3{,}1 \cdot 6{,}8 + 7{,}65 \cdot 7{,}25 + \\ + 8{,}83 \cdot 7{,}75 = 236 \text{ тсм};$$

$$A = \frac{3 \cdot 44{,}5}{64} - \frac{4 \cdot 236}{512} = 0{,}244;$$

$$Б = \frac{2 \cdot 44{,}5}{512} - \frac{3 \cdot 236}{4096} = 0.$$

Вычисляем изгибающие моменты в стенке:

$$M^{(3)}_{z=1,5} = (0{,}244 \cdot 3{,}375)\,1{,}1 = 0{,}9 \text{ тм};$$

$$M^{(3)}_{z=3} = (0{,}244 \cdot 27 - 7{,}4 \cdot 1{,}5)\,1{,}1 = 5 \text{ тм};$$

$$M^{(3)}_{z=4,5} = 0{,}244 \cdot 91{,}13 - 7{,}4 \cdot 3 = 0;$$

$$M^{(3)}_{z=6,5} = (0{,}244 \cdot 274{,}6 - 7{,}4 \cdot 5 - 16{,}9 \cdot 2)\,1{,}1 = 4{,}2 \text{ тс·м}.$$

УТОЧНЕННЫЙ РАСЧЕТ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ НЕСУЩИХ СТЕН С ОПОРАМИ И АНКЕРАМИ МЕТОДАМИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ

Расчет стен на прочность в период строительства производится в соответствии с установленными этапами строительства (см. рис. 5). На первом этапе, после отрывки грунта перед стеной на глубину, необходимую для устройства верхнего ряда опор или анкеров, стенка рассчитывается как консоль, закрепленная в грунте на нагрузки, указанные в табл. 2(1) настоящего Руководства.

На последующих этапах расчет стены производится с учетом установки опор или закрепления анкеров.

При расчете на прочность усилия следует определить как в конструкции, взаимодействующей с упругим основанием в виде двух четвертей плоскости, смещенных относительно друг друга по вертикали на глубину котлована.

Расчет осуществляется методом Жемочкина на ЭЦВМ путем последовательных приближений в соответствии с расчетной схемой, представленной на рис. 6.

Расчет должен производиться в следующей последовательности.

1. Устанавливаются расчетные схемы сооружения на строительный и эксплуатационный периоды в соответствии с заданной технологией строительства и условиями эксплуатации. На схемах отражаются: глубина котлована на данный этап строительства ($H_э$), расположение постоянных и временных опор по высоте стенки, а также анкеров, напластование грунтов и их физико-механические характеристики (объемный вес γ), удельный вес минеральных частиц грунта (γ_s), коэффициент пористости (e), угол внутреннего трения t-го слоя грунта $\left(\varphi^{н}_t\right)$ сцепление $\left(c^{н}_t\right)$ модуль деформации t-го слоя грунта (E_{0t}), коэффициент Пуассона (μ_{0t}), уровень грунтовых вод, нагрузки на поверхности грунта и эксплуатационные нагрузки.

2. Стена в соответствии с расчетной схемой, представленной на рис. 6, разбивается по глубине на k равных участков длиной c *

$$c = \frac{H_c + h}{k}, \qquad (103)$$

здесь H_c — проектная глубина котлована;
h — проектная заделка стены в грунте.

---

* Число участков принимается в соответствии с рекомендациями п 3.12 настоящего Руководства.

Производится нумерация реакций опор и грунта в такой последовательности, как показано на рис. 6.

3. Определяется величина $W_э$, характеризующая относительную глубину котлована на данном этапе строительства:

$$W_э = \frac{H_э}{c}, \qquad (104)$$

где $H_э$ — глубина котлована на данном этапе строительства.

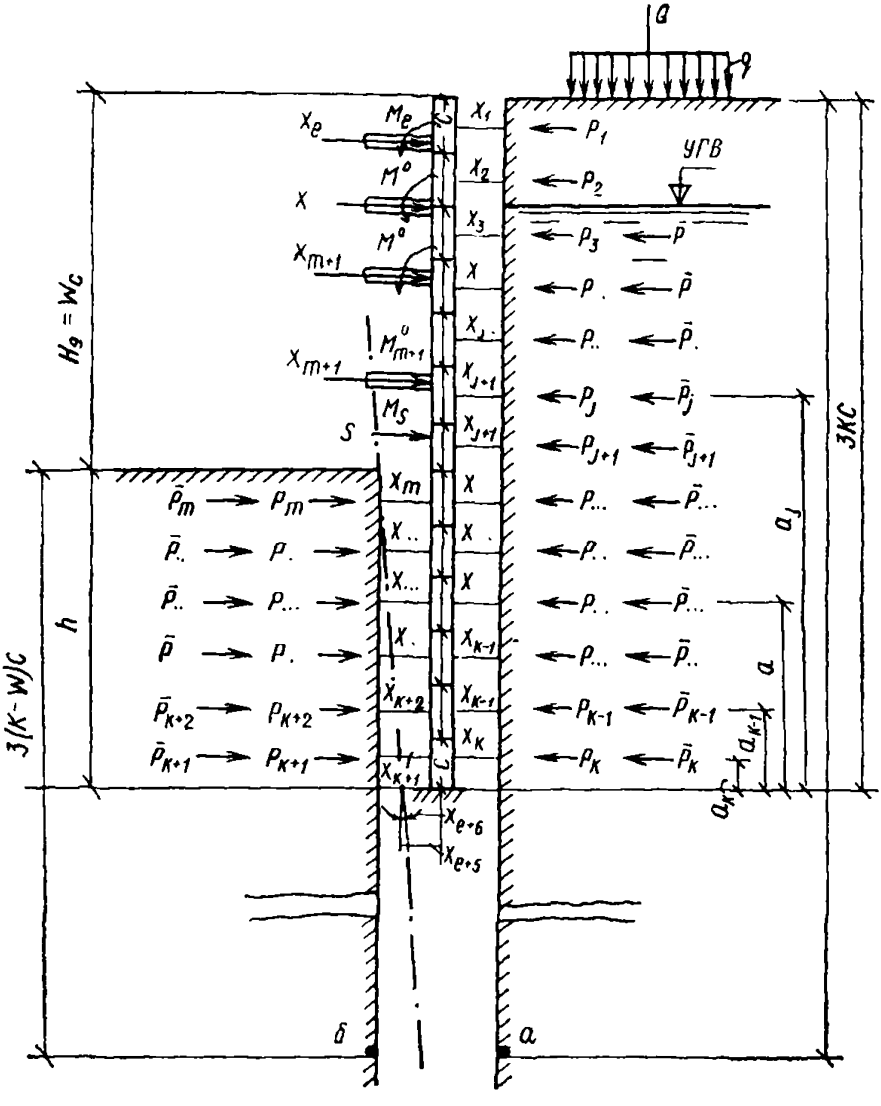


Рис. 6. Расчетная схема стены с опорами или анкерами

Величина $W_э$ округляется до целого числа (в большую сторону, если дробная часть больше или равна 0,5, или в меньшую, если дробная часть меньше 0,5).

4. Определяются значения индексов при неизвестных X_j на данном этапе строительства — m и l

$$m = 2k - W_э; \tag{105}$$

$$l = m + N. \tag{106}$$

Здесь N — число рядов опор на данном этапе расчета.

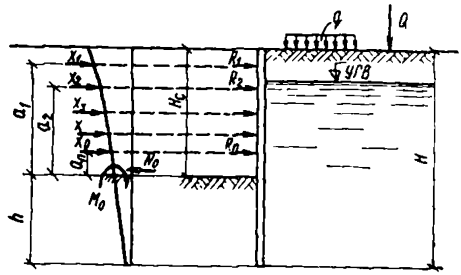


Рис. 7. Расчетная схема стены с опорами

5. Определяется величина λ_t, характеризующая относительную деформативность t-го слоя грунта.

$$\lambda_t = \frac{E_0}{E_{0t}}, \tag{107}$$

где E_0 — средневзвешенное значение модуля деформации грунта, примыкающего к стенке;
E_{0t} — модуль деформации t-го слоя грунта.
Средневзвешенный модуль деформации грунта определяется по формуле

$$E_0 = \frac{\Sigma_t E_{0t} h_t}{\Sigma_t h_t}, \tag{108}$$

где h_t — толщина t-го слоя грунта.

Суммирование берется в пределах полной высоты стены $(H_c + h)$.

6. Определяется величина d_n, характеризующая относительную податливость n-го ряда опор:

а) для анкерных опор

$$d_n = \frac{\pi E_0 b_n}{2\left(1 - \mu_0^2\right)} \Delta_n, \tag{109}$$

где Δ_n — средняя величина податливости анкерной опоры в n-м ряду, приходящаяся на 1 т, найденная по результатам пробных испытаний анкеров;
b_n — расстояние между опорами в n-м ряду;

б) для распорок

$$d_n = \frac{\pi E_0 b_n}{2\left(1-\mu_0^2\right)} \frac{L_n}{2E_n F_n}; \tag{110}$$

в) для плит

$$d_n = \frac{\pi E_0 \left(1-\mu_п^2\right)}{2E_п \left(1-\mu_0^2\right)} \frac{L_п}{2t_п}; \tag{111}$$

где L_n — длина распорки или плиты в n-м ряду;
$E_п$, $\mu_п$ — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона материала распорки или плиты;
F_n — площадь поперечного сечения распорки в n-м ряду;
t_n — толщина плиты в n-м ряду.

7. Определяется величина Γ, характеризующая относительную гибкость стены:

$$\Gamma = \frac{\pi E_0 \left(1-\mu^2\right)}{E\left(1-\mu_0^2\right)} \left(\frac{c}{t_{ст}}\right)^3, \tag{112}$$

где E, μ соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона материала стены,
$t_{ст}$ — толщина стены.

8. Боковое давление грунта и грунтовой воды на стену заменяется равнодействующими соответственно P_j и $\overline{P_j}$, приложенными в серединах участка стены длиной c. Нагрузка на стену от перекрытия заменяется действием сосредоточенных сил, приложенных по оси стены, и моментов этих сил относительно оси M_j^0. Сосредоточенные усилия от натяжения анкеров на данном этапе заменяются погонной нагрузкой Q_{an}.

9. Определяются величины пассивного ($p_{пz}$) и активного (p_{az}) давления грунта на глубине z по формулам:

$$p_{az} = \sigma_z \xi_{az} - 2c_z^н \sqrt{\xi_{az}}; \tag{113}$$

$$p_{пz} = \sigma_z \xi_{пz} + 2c_z^н \sqrt{\xi_{пz}}, \tag{114}$$

где $\sigma_z = p_{бz} + p_{0z}$ — вертикальное напряжение на глубине z возле стены;
ξ_{az}; $\xi_{пz}$ — коэффициенты бокового давления активного и пассивного соответственно;
$c_z^н$ — величина нормативного сцепления грунта на глубине z.

Вычисление производится для глубин, соответствующих границам участков стены, равным c.

Величины коэффициентов активного и пассивного бокового давления грунта определяется по формулам:

$$\xi_{az} = \alpha_a \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_z^н}{2}\right),$$

где

$$\alpha_a = \begin{cases} 3{,}2\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \dfrac{\varphi_z^н}{2}\right) - 0{,}48, & \text{если } 22° \leqslant \varphi_z^н \leqslant 42°; \\ 1 & \text{» } \varphi_z^н < 22°; \end{cases} \tag{115}$$

$$\xi_{пz} = 19{,}1 - \sqrt{327{,}6 - \left(22{,}92\ \varphi_z^н - 0{,}3\right)^2}, \tag{116}$$

здесь $\varphi_z^н$ — угол внутреннего трения грунта в радианах.

Активное и пассивное боковое давление грунта заменяется действием сосредоточенных сил соответственно P_{aj} и $P_{пj}$, приложенных в серединах участков стены длиной c.

10. Определяются значения (a_j), представляющие собой расстояния, выраженные в долях c от условной заделки стены до точки приложения неизвестных сил и внешней нагрузки.

11. Значения P_j; $\overline{P}_j$; M_j^0; Q_{aj}; P_{aj}; $P_{пj}$; a_j; d_j; λ_j записываются в табл. 5

12. Для определения неизвестных X_j $(j=1, 2, 3, ..., l, l+1; l+2, ... l+6)$ составляется система канонических уравнений смешанного метода в соответствии с табл. 6.

Коэффициенты при неизвестных δ_{ij} определяется по формулам:

$$\delta_{ij} = \chi_{ij}\,\psi_{ij} + \Gamma\omega_{ij} + d_{ij}\,\nu_{ij} \tag{117}$$

при $i, j=1, 2, 3, ..., l$,
здесь:

$$\chi_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{если } i \neq j; \\ \lambda_j, & \text{» } i = j; \end{cases}$$

$$\psi_{ij} = \begin{cases} f_{ij}, & \text{если } 1 \leqslant (i,\ j) \leqslant k \text{ или } k+1 \leqslant (i,\ j) \leqslant m, \\ 0 & \text{— в остальных случаях;} \end{cases}$$

$$\nu_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{если } i = j \text{ (при } i,\ j = m+1;\ m+2,\ \ldots,\ l), \\ 0 & \text{— в остальных случаях;} \end{cases}$$

$$\omega_{ij} = \begin{cases} \zeta_{ij}\,a_i^2\left(3a_j - a_i\right), & \text{если } a_j \geqslant a_i; \\ \zeta_{ij}\,a_j^2\left(3a_i - a_j\right), & \text{» } a_j < a_i; \end{cases}$$

$$\zeta = \begin{cases} 1, & \text{если } 1 \leqslant (i,\ j) \leqslant k \text{ или } k+1 \leqslant (i,\ j) \leqslant l, \\ -1 & \text{— в остальных случаях;} \end{cases}$$

$$\delta_{ij} = \psi_{ij} \tag{118}$$

при $i = l+1,\ l+2$ и $j = 1,\ 2,\ 3,\ \ldots,\ l$,

$$\psi_{ij} = \begin{cases} f_{ij} \begin{cases} \text{если } i = l+1 \text{ и } 1 \leqslant j \leqslant k; \\ \text{» } i = l+2 \text{ и } k+1 \leqslant j \leqslant m; \end{cases} \\ 0 \text{ — в остальных случаях;} \end{cases}$$

$$\delta_{ij} = \psi_{ij}' \tag{119}$$

Таблица 5

Величины	Значения индекса										
	1	2	3	. . .	k	$k+1$	. . .	m	$m+1$	. . .	l
P_j	P_1	P_2	P_3	P . . .	P_κ	P_{k+1}	P . . .	P_m	0	0	0
$\overline{P}_j$	$\overline{P}_1$	$\overline{P}_2$	$\overline{P}_3$	$\overline{P}$ . . .	$\overline{P}_k$	$\overline{P}_{k+1}$	$\overline{P}$ . . .	$\overline{P}_m$	0	0	0
M_j°	0	0	0	0	0	0	0	0	M_{m+1}°	M° . . .	M_l°
Q_j	0	0	0	0	0	0	0	0	$Q_{a,\,m+1}$	0	0
P_{aj}	P_{a1}	P_{a2}	P_{a3}	P_a	$P_{a,\,k}$	$P_{a,\,k+1}$	P_a	P_{am}	0	0	0
P_{nj}	P_{n1}	P_{n2}	P_{n3}	P_n	P_{nk}	$P_{n,\,k+1}$	P_n	P_{nm}	0	0	0
a_j	a_1	a_2	a_3	a	a_k	a_{k+1}	a	a_m	a_{m+1}	a	a_l
d_j	0	0	0	0	0	0	0	0	d_{m+1}	d	d_l
λ_j	λ_1	λ_2	λ_3	λ	λ_k	λ_{k+1}	λ .	λ_m	0	0	0

Таблица 6

Значения индекса i	Значения индекса j								
	1	2	3	. . .	k	$k+1$	. . .	m	$m+1$
1	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_1	δ_{1k}	$\delta_{1,\ k+1}$	δ_1	δ_{1m}	$\delta_{1,\ m+1}$
2	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	δ_2	δ_{2k}	$\delta_{2,\ k+1}$	δ_2	δ_{2m}	$\delta_{2,\ m+1}$
3	δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	δ_3	δ_{3k}	$\delta_{3,\ k+1}$	δ_3	δ_{3m}	$\delta_{3,\ m+1}$
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
k	δ_{k1}	δ_{k2}	δ_{k3}	δ_k	δ_{kk}	$\delta_{k,\ k+1}$	δ_k	δ_{km}	$\delta_{k,\ m+1}$
$k+1$	$\delta_{k+1,1}$	$\delta_{k+1,\ 2}$	$\delta_{k+1,\ 3}$	δ_{k+1}	$\delta_{k+1,\ k}$	$\delta_{k+1,\ k+1}$	δ_{k+1}	$\delta_{k+1,\ m}$	$\delta_{k+1,\ m+1}$
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
m	δ_{m1}	δ_{m2}	δ_{m3}	δ_m	δ_{mk}	$\delta_{m,\ k+1}$	δ_m	$\delta_{m,\ m}$	$\delta_{m,m+1}$
$m+1$	$\delta_{m+1,1}$	$\delta_{m+1,2}$	$\delta_{m+1,3}$	δ_{m+1}	$\delta_{m+1,\ k}$	$\delta_{m+1,\ k+1}$	δ_{m+1}	$\delta_{m+1,\ m}$	$\delta_{m+1,m+1}$
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
l	δ_{l1}	δ_{l2}	δ_{l3}	δ_l	δ_{lk}	$\delta_{l,k+1}$	δ_l	δ_{lm}	$\delta_{l,\ m+1}$
$l+1$	$\delta_{l+1,1}$	$\delta_{l+1,2}$	$\delta_{l+1,3}$	δ_{l+1}	$\delta_{l+1,k}$	0	0	0	0

Продолжение табл. 6

Значения индекса i	Значение индекса j								
	1	2	3	. . .	k	$k+1$	. . .	m	$m+1$
$l+2$	0	0	0	0	0	$\delta_{l+2,\ k+1}$	δ_{l+2}	$\delta_{l+2,\ m}$	0
$l+3$	$\delta_{l+3,1}$	$\delta_{l+3,2}$	$\delta_{l+3,3}$	δ_{l+3}	$\delta_{l+3,k}$	0	0	0	0
$l+4$	0	0	0	0	0	$\delta_{l+4,\ k+1}$	δ_{l+4}	$\delta_{l+4,\ m}$	0
$l+5$	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
$l+6$	a_1	a_2	a_3	a	a_k	$-a_{k+1}$	$-a$	$-a_m$	$-a_{m+1}$

Продолжение табл. 6

Значения индекса i	Значения индекса i								Свободные члены
	. . .	l	$l+1$	$l+2$	$l+3$	$l+4$	$l+5$	$l+6$	
1	δ_1	δ_{1l}	1	0	1	0	1	a_1	δ_{1p}
2	δ_2	δ_{2l}	1	0	2	0	1	a_2	δ_{2p}
3	δ_3	δ_{3l}	1	0	3	0	1	a_3	δ_{3p}
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
k	δ_k	δ_{kl}	1	0	k	0	1	a_k	δ_{kp}

$k+1$	δ_{k+1}	$\delta_{k+1,\,l}$	0	1	0	$\delta_{k+1,\,l+4}$	-1	$-a_{k+1}$	$\delta_{k+1,\,p}$
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
m	δ_m	δ_{ml}	0	1	0	$\delta_{m,\,l+4}$	-1	$-a_m$	δ_{mp}
$m+1$	δ_{m+1}	$\delta_{m+1,\,l}$	0	0	0	0	-1	$-a_{m+1}$	$\delta_{m+1,\,p}$
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
l	δ_l	δ_{ll}	0	0	0	0	-1	$-a_l$	δ_{lp}
$l+1$	0	0	1	0	$3k$	0	0	0	0
$l+2$	0	0	0	1	0	$3k-W$	0	0	0
$l+3$	0	0	0	0	1	0	0	0	0
$l+4$	0	0	0	0	0	1	0	0	0
$l+5$	-1	-1	0	0	0	0	0	0	ΣP_j
$l+6$	$-a$	$-a_l$	0	0	0	0	0	0	$\Sigma a_j P_j$

при $i = l + 3,\ l + 4$ и $j = 1, 2, 3, \ldots, l$,

$$\psi'_{ij} = \begin{cases} f'_{ij} = \begin{cases} \text{если } i = l+3 \text{ и } 1 \leqslant j \leqslant k; \\ \text{» } i = l+4 \text{ и } k+1 \leqslant j \leqslant m; \end{cases} \\ 0 \text{ — в остальных случаях.} \end{cases}$$

Значения f_{ij} и f'_{ij} определяются по табл. прил. 2 и 3 или вычисляются на ЭЦВМ по формулам, приведенным в прил. 1. Коэффициенты δ_{ij} (i=1,23, l+6; j=i+1, l+2, ..., l+6) вычисляются по формулам:

при $j = l + 1$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, \text{ если } 1 \leqslant i \leqslant k \text{ и } i = l+1, \\ 0 \text{—в остальных случаях;} \end{cases}$$

при $j = l + 2$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, \text{ если } k+1 \leqslant i \leqslant m \text{ и } i = l+2, \\ 0 \text{ — в остальных случаях;} \end{cases}$$

при $j = l + 3$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} i, \text{ если } 1 \leqslant i \leqslant k; \\ 3k, \text{ » } i = l+1; \\ 1, \text{ » } i = l+3; \\ 0 \text{ — в остальных случаях;} \end{cases}$$

при $j = l + 4$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} m+1-i, \text{ если } k+1 \leqslant i \leqslant m; \\ 3k - W_э, \text{ » } i = l+2; \\ 1, \text{ » } i = l+4; \\ 0 \text{ — в остальных случаях;} \end{cases}$$

при $j = l + 5$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, \text{ если } 1 \leqslant i \leqslant k; \\ -1, \text{ » } k+1 \leqslant i \leqslant l; \\ 0 \text{ — в остальных случаях;} \end{cases}$$

при $j = l + 6$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} a_i, \text{ если } 1 \leqslant i \leqslant k; \\ -a_i, \text{ » } k+1 \leqslant i \leqslant l; \\ 0 \text{— в остальных случаях.} \end{cases}$$

Элементы δ_{ij} матрицы (при i=l+5; l+6 и $1 \leqslant j \leqslant l$) вычисляются по формулам:

$$\delta_{ij}=\begin{cases}1, \text{ если } i=l+5 \text{ и } 1\leqslant j\leqslant k;\\ -1 \quad » \quad i=l+5 \text{ и } k+1\leqslant j\leqslant l;\\ a_j \quad » \quad i=l+6 \text{ и } 1\leqslant j\leqslant k;\\ -a_j \quad » \quad i=l+6 \text{ и } k+1\leqslant j\leqslant l.\end{cases}$$

Свободные члены уравнений определяются следующим образом.

13. Для первого этапа строительства (рис. 5а) грунт отрыт на глубину H_1, опоры отсутствуют. Вычисление δ_{ip} осуществляется по следующим выражениям

$$\delta_{ip}=\begin{cases}0, \text{ если } m+1\leqslant i\leqslant m+4;\\ \Delta_{ip}+\Delta_{i\bar{p}}+\Delta_{iQ}, \text{ если } 1\leqslant i\leqslant m,\ i=m+5 \text{ и } i=m+6,\end{cases} \tag{121}$$

где

$$\Delta_{ip}=\begin{cases}-\Gamma\sum\limits_{j=1}^{m}P_j^*\,\omega_{ij}, \text{ если } 1\leqslant i\leqslant m;\\ \sum\limits_{j=k+1}^{m}P_j^*-\sum\limits_{j=1}^{k}P_j^*, \text{ если } i=m+5;\\ \sum\limits_{j=k+1}^{m}P_j^*a_j-\sum\limits_{j=1}^{k}P_j^*a_j, \text{ если } i=m+6;\end{cases}$$

$$\Delta_{i\bar{p}}=\begin{cases}-\Gamma\sum\limits_{j=1}^{k}\bar{P}_j, \text{ если } 1\leqslant i\leqslant m;\\ \sum\limits_{j=k+1}^{m}\bar{P}_j-\sum\limits_{j=1}^{k}\bar{P}_j, \text{ если } j=m+5;\\ \sum\limits_{j=k+1}^{m}\bar{P}_ja_j-\sum\limits_{j=1}^{k}\bar{P}_ja_j, \text{ если } i=m+6;\end{cases}$$

$$\Delta_{iQ}=\begin{cases}-\Gamma\,Q_{aj}^{(1)}\,\omega_{ij}, \text{ если } 1\leqslant i\leqslant m;\\ Q_{aj}^{(1)} \quad » \quad i=m+5;\\ Q_{aj}^{(1)}\,a_j \quad » \quad i=m+6.\end{cases}$$

При определении Δ_{jp} вначале принимают в качестве P_j^* значения P_j. Решив полученную систему уравнений из $m+6$ уравнений, производят проверку на возникновение предельных значений давления грунта по условию

$$P_j^*=\begin{cases}P_j, \text{ если } P_{aj}\leqslant(P_j+X_j)\leqslant P_{nj};\\ P_{aj} \quad » \quad (P_j+X_j)<P_{aj};\\ P_{nj} \quad » \quad (P_j+X_j)>P_{nj}.\end{cases} \tag{122}$$

Здесь при определении P_{aj} $(1\leqslant j\leqslant k)$ следует принимать значение $\alpha_a=1$.

Если среди полученных P_j^* не окажется значений, равных P_{aj} или P_{nj} при $1 \leqslant j \leqslant m$, тогда вычисление P_j^* на данном этапе считается законченным, после чего переходят к определению равнодействующих бокового давления грунта по равенству (б):

$$P_j^{(1)} = P_j^* + X_j. \tag{123}$$

Если среди P_j^* окажутся значения, равные P_{aj} или P_{nj}, тогда производится повторный расчет по определению неизвестных X_j.

14. Неизвестные X_j с индексами j, при которых значения P_j^*, оказались равными P_{aj} или P_{nj}, принимаются равными нулю. Кроме того, из рассмотрения исключаются неизвестные X_j с индексами $j = m+1$ и $j=m+3$ в случае, если оказываются исключенными все X_j с индексами, лежащими в интервале $1 \leqslant j \leqslant k$, а также X_j с индексами $j=m+2$ и $j=m+4$ в случае, если окажутся исключенными все неизвестные X_j с индексами j, лежащими в интервале $k+1 \leqslant j \leqslant m$.

Для повторного расчета формируется новая матрица коэффициентов путем исключения из ранее сформированной матрицы строк и столбцов, номера которых равны индексам исключаемых неизвестных.

15. При повторном вычислении Δ_{ip} в качестве нагрузки на стенку принимаются значения P_j^*, вычисленные по условию (а), формула (122). Далее решается новая полученная система со свободными членами

$$\delta_{ip} = \begin{cases} 0, & \text{если } m+1 \leqslant i \leqslant m+4 \\ \Delta_{ip} + \Delta_{i\bar{p}} + \Delta_{iQ}, & \text{если } 1 \leqslant i \leqslant m, \ i = m+5 \text{ и } i = m+6. \end{cases} \tag{124}$$

16. После определения неизвестных производится вычисление P_j^* с новыми значениями X_j по условию (а), формула (122). Если полученные значения P_j^* не превышают предельных значений давления грунта, равных P_{aj} или P_{nj}, то вычисление P_j^* на данном этапе считается законченным, и переходят к определению перераспределенного давления грунта $P_j^{(1)}$, определяемого равенством (б), формула (123). Затем определяют изгибающие моменты M_z^1 по формуле (128) и перерезывающие силы Q_z^1 по формуле (129).

Если снова появятся предельные значения давления грунта, то производится дальнейший пересчет значений X_j до тех пор, пока все определяемые на данном этапе значения P_j^* не станут меньше предельных значений давлений грунта P_{aj} и P_{nj}.

17. Расчет стены для второго этапа (см. рис. 5, б) строительства — грунт отрыт на глубину H_2, установлена первая опора.

Расчет ведется на дополнительное давление $\Delta P_j^{(2)}$, вызванное выемкой грунта перед стенкой на глубину, необходимую для устройства второго ряда опор, на дополнительное боковое давление грунтовой воды $\Delta P_j^{(2)}$, на опорный момент M_j^0, вызванный натяжением анкеров, и на действие натяжения второго ряда анкеров.

При расчете определяются неизвестные $X_j (1 \leqslant j \leqslant l+6)$.

18. Элементы δ_{ij} матрицы системы определяются равенствами, приведенными в п. 12. Свободные члены уравнений определяются равенством:

$$\delta_{ip} = \begin{cases} 0, \text{ если } l+1 \leqslant i \leqslant l+4; \\ \Delta_{ip}+\Delta_{i\bar{p}}+\Delta_{iQ}+\Delta_{iM}, \text{ если } 1 \leqslant i \leqslant l, \ i=l+5 \ \text{ и } i=l+6, \end{cases} \tag{125}$$

где

$$\Delta_{ip} = \begin{cases} -\Gamma \sum\limits_{j=1}^{m} \Delta P_j^{(2)} \omega_{ij}, \text{ если } 1 \leqslant i \leqslant l; \\ \sum\limits_{j=1}^{m} \Delta P_j^{(2)} \quad \text{» } i = l+5; \\ \sum\limits_{j=1}^{m} \Delta P_j^{(2)} a_j \quad \text{» } i = l+6; \end{cases}$$

$$\Delta_{i\bar{p}} = \begin{cases} -\Gamma \sum\limits_{j=1}^{k} \Delta \bar{P}_j^{(2)} \omega_{ij} \quad \text{» } 1 \leqslant i \leqslant l; \\ -\sum\limits_{j=1}^{k} \Delta \bar{P}_j^{(2)} \quad \text{» } i = l+5; \\ -\sum\limits_{j=1}^{k} \Delta \bar{P}_j^{(2)} a_j \quad \text{» } i = l+6; \end{cases}$$

$$\Delta_{iQ} = \begin{cases} -\Gamma Q_{aj}^{(2)} \omega_{ij} \quad \text{» } 1 \leqslant i \leqslant l; \\ Q_{aj}^{(2)} \quad \text{» } i = l+5; \\ Q_{aj}^{(2)} a_j \quad \text{» } i = l+6; \end{cases}$$

$$\Delta M_i = \begin{cases} -\dfrac{3\Gamma}{c} M_j^0 \theta_{ij}, \text{ если } 1 \leqslant i \leqslant k; \\ \dfrac{\Gamma 3}{c} M_j^0 \theta_{ij}, \quad \text{» } k+1 \leqslant i \leqslant l; \\ 0, \quad \text{если} \quad i = l+5; \\ -M_j^0 \quad \text{» } \quad i = l+6, \end{cases}$$

здесь:

$$\theta_{ij} = \begin{cases} a_j^2, \text{ если } a_j \geqslant a_i; \\ (2a_i - a_j) a_j, \text{ если } a_j < a_i. \end{cases}$$

19. После решения системы и определения неизвестных X_j ($1 \leqslant j \leqslant l+6$) вычисляются значения равнодействующих давления грунта $P_j^{(2)}$ по равенствам:

для $1 \leqslant j \leqslant m$

$$P_j^{(2)} = \begin{cases} P_j^{(1)} + X_j, & \text{если } P_{aj} \leqslant \left(P_j^{(1)} + X_j\right) \leqslant P_{nj}; \\ P_{aj}, & \text{» } \left(P_j^{(1)} + X_j\right) < P_{aj}; \\ P_{nj}, & \text{» } \left(P_j^{(1)} + X_j\right) > P_{nj}; \end{cases} \quad (126)$$

для $m+1 \leqslant j \leqslant l$

$$P_j^{(2)} = \begin{cases} X_j, & \text{если } Q_{aj}^{(1)} = 0 \text{ и } X_j > 0; \\ X_j + Q_{aj}^{(1)}, & \text{» } Q_{aj}^{(1)} \neq 0 \text{ и } \left(X_j + Q_{aj}^{(1)}\right) > 0; \\ 0 & \text{» } X_j \leqslant 0 \text{ или } \left(X_t + Q_{aj}^{(1)}\right) \leqslant 0. \end{cases} \quad (127)$$

Дальнейший пересчет производится по аналогии с расчетом для первого этапа строительства.

20. Расчет стены для третьего этапа строительства — (рис. 5в) грунт отрыт перед стенкой на глубину H_3, необходимую для устройства третьего ряда опор.

Расчет ведется на дополнительное боковое давление грунта, вызванное выемкой грунта перед стенкой на глубину, необходимую для устройства третьего ряда опор, на дополнительное давление грунтовой воды, на усилия натяжения третьего ряда опор при их закреплении, на опорные моменты M_j^0, вызванные натяжением анкеров. Расчет ведется аналогично изложенному для второго этапа строительства.

После расчета для последнего этапа строительства, когда грунт отрыт на проектную глубину H_c, производится расчет стены на действие эксплуатационной нагрузки — вертикальные составляющие усилий на опорах от нагрузки на перекрытия и на моменты M_j^0, вызванные нагрузками на перекрытия.

21. Изгибающие моменты и перерезывающие силы определяются по формулам:

$$M_j = c\left[1.1\left(\sum_{j=1}^{k} P_j^э \eta_{ij} - \sum_{j=k+1}^{i} P_j^э \eta_{ij}\right) + \right.$$
$$+ \left(\sum_{j=1}^{k} \overline{P}_j^э \eta_{ij} - \sum_{j=k+1}^{m} \overline{P}_j^э \eta_{ij}\right) + 1.2 \sum_{j=m+1}^{l} M_j^0 \varepsilon_{ij} -$$
$$\left. - 1.1\, Q_{m+1} \eta_{ij}\right]; \quad (128)$$

$$Q_i = 1.1\left(\sum_{j=1}^{k} P_j^э \varepsilon_{ij} - \sum_{j=k+1}^{m} P_j^э \varepsilon_{ij}\right) + \left(\sum_{j=1}^{k} P_j^э \varepsilon_{ij} - \right.$$
$$\left. - \sum_{j=k+1}^{m} \overline{P}_j^э \varepsilon_{ij}\right) - 1.1\, Q_{m+1} \varepsilon_{ij}, \quad (129)$$

где $P_j^э$ — равнодействующие бокового давления грунта на данном

этапе расчета на участках стенки с номером j ($j=1, 2, 3, ..., m$) и горизонтальные составляющие усилий на опорах при $j=m+1$, $m+2$, ..., l;

$\overline{P}_j^{\vartheta}$ — равнодействующие бокового давления грунтовой воды на данном этапе расчета;

$$\eta_{ij} = \begin{cases} a_j - a_i, & \text{если } a_j - a_i > 0; \\ 0 & \text{» } a_j - a_i \leqslant 0; \end{cases}$$

$$\varepsilon_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{» } a_j \geqslant a_i; \\ 0 & \text{» } a_j < a_i, \end{cases}$$

$$i = 1, 2, 3, \ldots, k,$$

$$j = 1, 2, 3, \ldots, l.$$

В. СТЕНЫ КРУГЛЫЕ В ПЛАНЕ

3.19(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 настоящего Руководства. При этом расчет стен по прочности должен производиться с учетом возможной неравномерности бокового давления грунта по периметру сооружения, определяемой по формулам 14(6), 15 (7) настоящего Руководства.

3.20(3.8). Для несущих стен круглых в плане подземных сооружений водопроводно-канализационных систем при наличии вертикальной перегородки, заделанной в днище, расчет по прочности от эксплуатационных нагрузок должен производиться с учетом нагрузок, предусмотренных в разд. 2 настоящего Руководства, а также давления воды, заполняющей один отсек.

3.21. Расчет оснований несущих стен круглых в плане подземных сооружений по первой и второй группам предельных состояний следует производить в соответствии с требованиями главы СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений».

3.22. Расчет несущих стен по прочности следует производить с учетом упругого отпора грунта при невыгоднейшем сочетании нагрузок.

3.23. Методику расчета, приведенную в пп. 3.24—3.36 настоящего Руководства, допускается применять для соотношения толщины стены (t) и среднего диаметра сооружения (D), находящегося в пределах

$$\frac{1}{60} \leqslant \frac{t}{D} \leqslant \frac{1}{10}. \qquad (130)$$

3.24. Расчетные величины изгибающих моментов M в стене на глубине z от внешнего давления грунта и воды следует определять по формуле

$$M = \overline{M} r^2 [k (p_r + p_w) + 0{,}3 p_w], \qquad (131)$$

где k — коэффициент неравномерности давления грунта на стену, определяемой по формуле

$$k = \frac{p_г + p_{г1} + p_w + p_{г2} + p_{г3} + p_{г4} + q_с + q_п + q_м}{p_г + p_w}, \quad (132)$$

здесь $p_г$, $p_{г1}$, p_w, $p_{г2}$, $p_{г3}$, $p_{г4}$, $q_с$, $q_п$, $q_м$ — расчетные значения давлений, определяемые в соответствии с указаниями пп. 2.3—2 32 настоящего Руководства;

$\overline{M}$ — безразмерная величина, определяемая по графикам рис. 8—10 в зависимости от показателя гибкости стены Γ, числа шарниров по ее периметру n и коэффициента неравномерности давления k;

r — радиус осевой линии стены.

3.25. Величину показателя гибкости Γ следует определять по формуле

$$\Gamma = 0{,}261 \frac{E_0 r}{Et}, \quad (133)$$

где E_0 — средневзвешенное значение модуля деформации грунта;

E — модуль деформации материала стены;

t — толщина стены.

3.26. При числе шарниров $n > 12$ величину M следует определять по графику рис. 10 как для $n = 12$. При этом величина n должна удовлетворять условиям:

$$n \leqslant \frac{2\pi}{\arccos\left[1 - (p_г + p_{г3})/E_0\right]}, \text{ если } p_г \geqslant p_{г.б}; \quad (134)$$

$$n \leqslant \frac{2\pi}{\arccos\left[1 - (p_{г.б} + p_{г3})/E_0\right]}, \text{ если } p_{г.б} > p_г. \quad (135)$$

3.27. Расчетные значения сжимающих усилий N в стенах следует определять по формуле

$$N = -r\left[p_г + p_w + q_м + \frac{\pi}{4}(p_{г1} + p_{г2} + p_{г3} + p_{г4} + q_с + q_п)\right], \quad (136)$$

где r; $p_г$; p_w; $q_м$; $p_{г1}$; $p_{г2}$; $p_{г3}$; $p_{г4}$; $q_с$; $q_п$ — обозначения те же, что в формулах (131) и (132).

Примечания: 1. Формулы (131)—(133) записаны для случая $p_г \geqslant p_{г.б}$. Если $p_{г.б} > p_г$, следует в этих формулах заменить $p_г$ на $p_{г.б}$.

2. Значения $p_{г3}$, $q_п$ и $q_с$ в формулах (132) — (136) следует вычислять при величине полярного угла $\alpha = \pi/2$.

3. Значения $p_{г2}$ и $p_{г4}$ в формулах (132), (136) следует принимать максимальными из величин этих значений, действующих на контуре стены.

3.28. Стены подземных сооружений водопроводно-канализационного назначения с вертикальной перегородкой, расположенной по диаметру и заделанной в днище, следует рассчитывать на нагрузки, указанные в пп. 2.1—2.32, а также на нагрузку от внутреннего давления воды при заполнении водой одного отсека сооружения. Расчетные усилия в стенах в этом случае следует определять в се-

чении, расположенном на глубине 0,5 $H_к$ ($H_к$ — высота от днища до верха стены).

3.29. Для сооружений с перегородками, заделанными в днище и в стены, эпюру изгибающих моментов следует определять по рис. 11, *а*, *б*, *в*.

Положение «нулевой» точки на эпюре моментов следует находить по рис. 12.

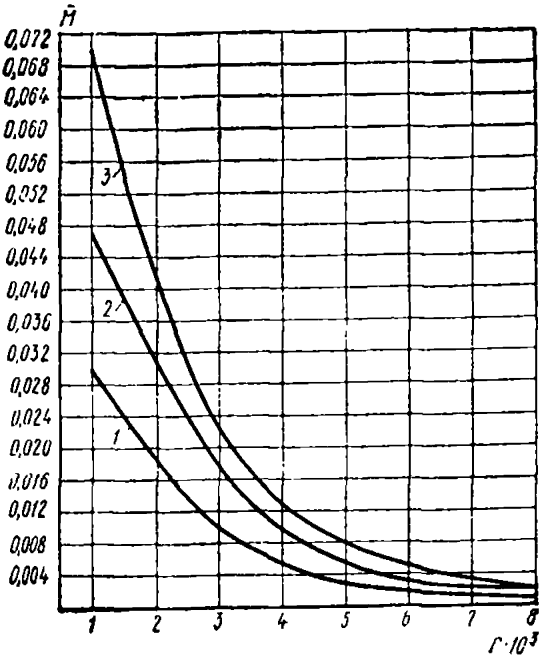


Рис. 8. Кривые зависимости величины M от гибкости $Г$ для кольца без шарниров при коэффициенте неравномерности

1 — $k=1{,}25$; *2* — $k=1{,}5$; *3* — $k=2$

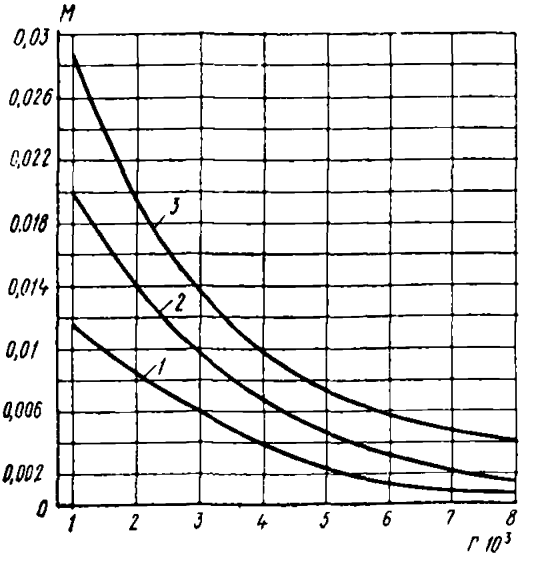


Рис. 9. Кривые зависимости величины M от гибкости кольца $Г$ для кольца с шестью шарнирами при коэффициенте неравномерности

1 — $k=1{,}25$; *2* — $k=1{,}5$; *3* — $k=2$

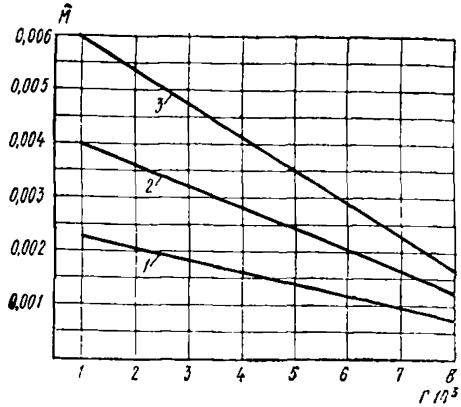


Рис. 10. Кривые зависимости величины $\bar{M}$ от гибкости r для кольца с 12 шарнирами при коэффициенте неравномерности

1 — $k = 1{,}25$; *2* — $k = 1{,}5$; *3* — $k = 2$

Величины изгибающих моментов в стене в точках *I* и *II* определяются по формуле

$$M = \bar{M}\, r^2\, p_w \lambda, \qquad (137)$$

где $\bar{M}$ — безразмерная величина, определяемая по графикам рис. 13;
p_w — внутреннее давление воды на глубине 0,5 $H_к$;
λ — коэффициент, учитывающий влияние заделки перегородки в днище, и принимаемый по табл. 7 в зависимости от отношения высоты перегородки (l) к ее ширине (b).

Таблица 7

l/b	λ	l/b	λ
2	1	0,70	0,60
1,5	0,95	0,60	0,50
1,2	0,90	0,50	0,40
1	0,80	0,40	0,30
0,9	0,75	0,30	0,15
0,8	0,67		

Примечание. При другом числе шарниров, не указанном на рис. 13, величина $\bar{M}$ определяется по интерполяции.

Для стен сооружений, имеющих более четырех шарниров по периметру, эпюры изгибающих моментов следует строить в соответствии с эпюрой, представленной на рис. 11, *в*.

Положительными считаются моменты, растягивающие наружные волокна стены.

3.30. Величина изгибающего момента в перегородке (в месте ее заделки) $M_п$ равна удвоенной величине момента в точке *II*, определенного по формуле (137).

3.31. Изгибающий момент в середине пролета перегородки, действующий в горизонтальной плоскости, следует находить по формуле

$$M_{пр} = 0{,}5\, r^2\, p_w \lambda - M_п, \qquad (138)$$

где r; p_w; λ — обозначения те же, что в формуле (137);
$M_п$ — величина момента в перегородке (в месте заделки).

3.32. Изгибающие моменты в перегородке, возникающие от гидростатического давления воды в вертикальной плоскости следует определять по таблицам, составленным для прямоугольных пластинок в зависимости от соотношения сторон и характера опирания краев.

3.33. Величины нормальных растягивающих усилий в стене от действия внутреннего давления воды (независимо от числа шарниров и показателя гибкости стены) следует определять по формулам: для стены, ограничивающей отсек заполненный водой

$$N = rp_w; \qquad (139)$$

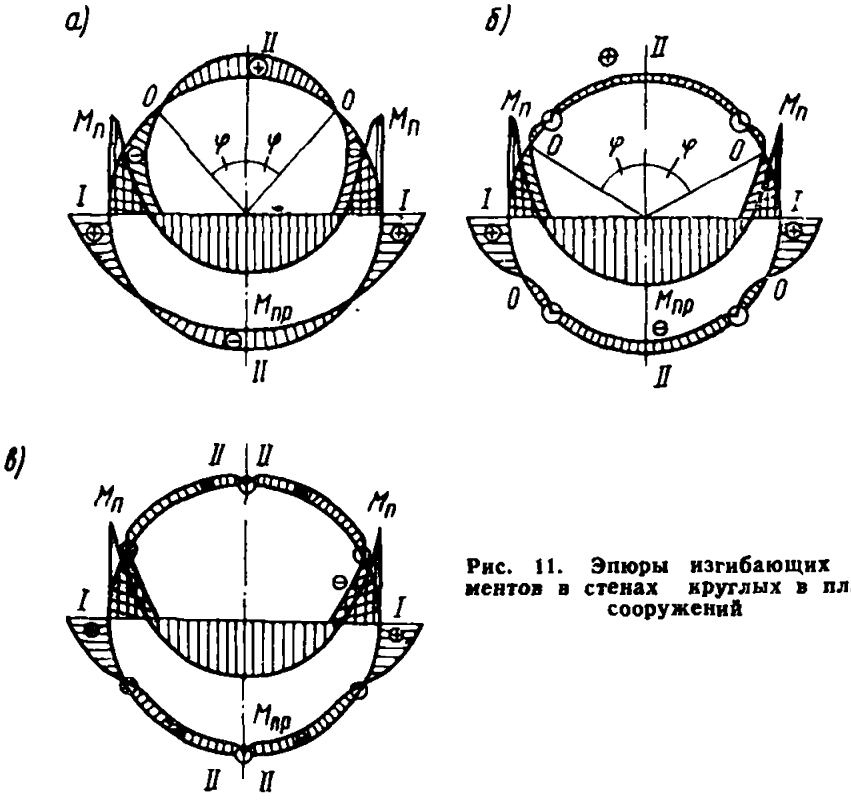


Рис. 11. Эпюры изгибающих моментов в стенах круглых в плане сооружений

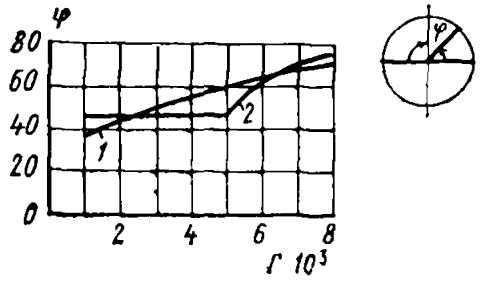


Рис. 12. График для определения положения нулевой точки на эпюре моментов для стены

1 — без шарниров; *2* — с четырьмя шарнирами

для стены, ограничивающей отсек, не заполненный водой

$$N = 0{,}2\, r p_w, \tag{140}$$

где r и p_w — обозначения те же, что в формуле (137).

3.34. Величины нормальных усилий в перегородке от действия гидростатического давления воды, заполняющей один отсек, следует определять по формуле

$$N = 0{,}012\, r p_w. \tag{141}$$

3.35. Величины изгибающих моментов в перегородке в точках шарнирного соединения со стеной равны нулю.

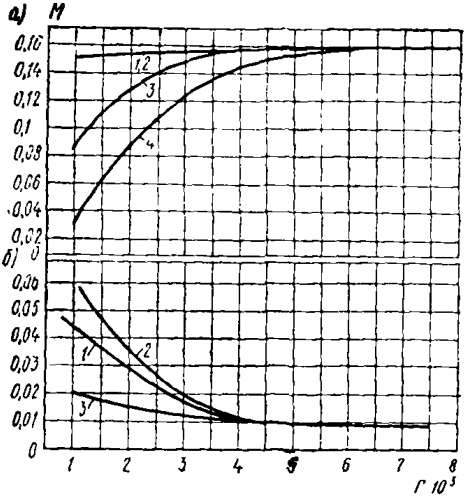


Рис. 13. Кривые зависимости величины M от гибкости $Г$

а — для точки сопряжения стены с перегородкой; *б* — для точки *II* (см. рис. 11); *1* — стена без шарниров; *2* — стена с четырьмя шарнирами; *3* — стена с шестью шарнирами; *4* — стена с двенадцатью шарнирами

3.36(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.

3.37. Устойчивость формы стен обеспечивается при условии, что внешнее горизонтальное давление не превышает критического давления, которое следует определять как для оболочки с верхним и нижним незакрепленными краями по формуле

$$p_{кр} = 0{,}56\left(\frac{t}{D+t}\right)^3 E\,(k^2-1) + \frac{0{,}369\,E\,t}{k^4\,(k^2-1)\,(D+t)}\left(\frac{D+t}{H_k}\right)^4, \tag{142}$$

где D, t, $H_к$ — соответственно внутренний диаметр сооружения, толщина и высота стены;

E — модуль упругости материала стены;

k — число волн в поперечном направлении.

Для определения $p_{кр}$ в формулу (142) подставляются поочередно значения k от 2 до 10, и из полученных значений в качестве критической нагрузки принимается минимальное значение.

3.38(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

$$q = \frac{EJ}{r^3}\left(\frac{\pi^2}{\alpha^2} - 1\right), \qquad (143)$$

где EJ — жесткость стены;
$\pi = 3{,}14$;
r — радиус срединной оси арки;
α — половина центрального угла (в радианах), соответствующего длине дуги арки.

3.39(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.

3.40. Если проектируемое сооружение может оказаться под воздействием гидростатического напора грунтовых вод, следует производить проверку устойчивости сооружения на возможное всплытие по формуле

$$k_{\text{н}} = \frac{G_{\text{с}} + 0{,}5 H_{\text{к}} u\tau + p_a n}{\gamma_w H_{\text{в}} F}, \qquad (144)$$

где $G_{\text{с}}$ — вес строительных конструкций;
$H_{\text{к}}$ — высота стены от днища до поверхности грунта;
u — внешний периметр сооружения;
τ — удельная сила сопротивления сдвигу грунта по боковой поверхности стены;
$p_{\text{а}}$ — несущая способность анкера днища сооружения;
n — число анкеров днища сооружения;
γ_w — объемный вес воды;
$H_{\text{в}}$ — гидростатический напор грунтовых вод на уровне подошвы сооружения;
F — площадь подошвы сооружения по наружному контуру.
Величина коэффициента k должна быть не менее 1,25.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

Определить расчетные усилия для стены круглого в плане сооружения с шарнирным соединением между захватками.

Исходные данные

Грунты — супесь с песчаными прослойками.
Модуль деформации $E_0 = 200$ кг/см^2.
Объемный вес $\gamma = 1{,}9$ тс/м^3.
Коэффициент пористости $e = 0{,}6$.
Удельный вес частиц $\gamma_s = 2{,}7$ тс/м^3.
Разность отметок поверхности грунта от уровня грунтовых вод $h_{\text{в}} = 2{,}5$ м.
Высота сооружения, считая от отметки днища $H_{\text{с}} = 14$ м.
Радиус осевой линии стены $r = 8$ м.
Толщина стен $t = 0{,}6$ м.
Число захваток с шарнирным соединением на стыке $n = 10$.
Объемный вес тиксотропного раствора $\gamma_t^{\text{н}} = 1{,}067$ тс/м^3.
Высота действующего столба бетонной смеси $h_{\text{д}} = 3$ м.
Материал стен — бетон марки М 200 с модулем деформации $E_{\text{ст}} = 2 \cdot 10^6$ тс/м^2.

Объемный вес бетонной смеси $\gamma_б^н = 2{,}3$ тс/м³.

Уровень тиксотропного раствора совпадает с уровнем поверхности грунта $h_т = 0$.

Определение расчетных усилий Расчет производим для нижнего кольцевого пояса шириной 1 м. Определяем показатель гибкости стены по формуле (133):

$$Г = 0{,}261\,\frac{2\cdot10^3\cdot8{,}3}{2\cdot10^6\cdot0{,}6} = 3{,}6\cdot10^{-3}$$

Определяем основное давление грунта на стену на уровне пола по формулам [5(2)] и (6):

$$p_г^н = \left[\frac{2{,}7 - 1\,(14 - 2{,}5)}{1 + 0{,}6} + 1{,}9\cdot2{,}5\right]0{,}4 = 9{,}24\ \text{тс/м}^2.$$

Определяем значение бокового давления, на той же отметке возникающего в грунте при заполнении траншеи бетоном, по формуле [7(3)]:

$$p_{г.б}^н = 3\,(2{,}3 - 1{,}06) + 1{,}06\,(14 - 0) - 1\,(14 - 2{,}5) = 7\ 02\ \text{тс/м}^2.$$

Поскольку $p_г^н > p_{г.б}^н$, дальнейший расчет ведем на давление $p_г^н = 9{,}24$ тс/м².

Определяем величину дополнительного неравномерного давления грунта по формуле [14(6)]:

$$p_{г3}^н = 0{,}25\cdot9{,}25\sin\pi/2 = 2{,}32\ \text{тс/м}^2.$$

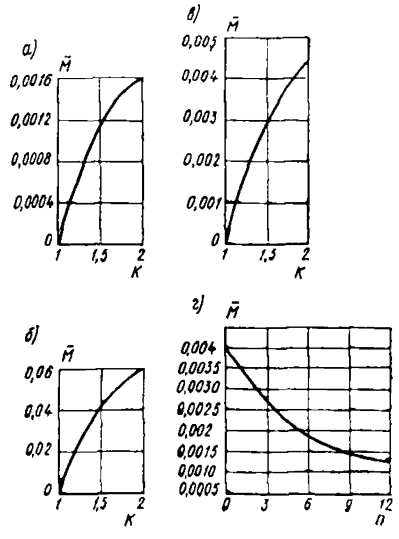


Рис. 14. График для определения коэффициента M при его зависимости от k для:

а — $n=0$; *б* — $n=6$; *в* — $n=12$; *г* — $n=1{,}11$

Определяем величину гидростатического давления грунтовых вод по формуле (3):

$$p_w^н = 1\,(14 - 2{,}5) = 11\ \text{тс/м}^2.$$

Находим по формуле (132) значение показателя неравномерности давления k на стену:

$$k = \frac{9{,}24 + 11 + 2{,}32}{9{,}24 + 11} = 1{,}11.$$

Для вычисления максимального значения изгибающего момента в стене по формуле (131) необходимо определить безразмерную величину $\bar{M}$.

Так как графики на рис. 8—10 построены для значений $n=0$; 6; 12 и $k=1{,}25$; 1,5; 2, строим вспомогательные графики (рис. 14, *а*, *б*, *в*), используя рис 8—10 для определения $\bar{M}$ при значениях $Г=3{,}6\times10^{-3}$ и $k=1{,}25$; 1,5 и 2. Далее

строим график рис. 14, *г*, используя значения $\overline{M}$, найденные по рис. 14, *а—в* для значения $k=1{,}11$ и $n=0$; 6 и 12.

По графику рис. 14, *г* находим для $n = 10$ значения $\overline{M} = 0{,}009$. Определяем величину M по формуле (131):

$$M = 0{,}009 \cdot 8^2 [1{,}11\,(9{,}24 + 11) + 0{,}3 \cdot 11] = 1{,}49 \text{ тсм}.$$

Расчетное значение сжимающих усилий определяем по формуле (136):

$$N = -8\left(9{,}24 + 11 + \frac{3{,}14}{4}\,2{,}32\right) = 171 \text{ тс}.$$

АНКЕРЫ

3.41 (3.12). Расчет анкеров (виды применяемых анкеров приведены в пп. 4.55—4.62) должен производиться по первой группе предельных состояний по прочности на расчетные усилия Q_a натяжения анкеров в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию бетонных и железобетонных, а также стальных конструкций.

3.42 (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 пп. 3.44—3.46 настоящего Руководства.

3.43 (3.14). Несущая способность оснований анкеров определяется:

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

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

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

3.44 Расчет анкеров включает определение их длины и несущей способности.

Длина и наклон анкера определяются из расчета на устойчивость всей системы, состоящей из сооружения, анкера и захватывае-

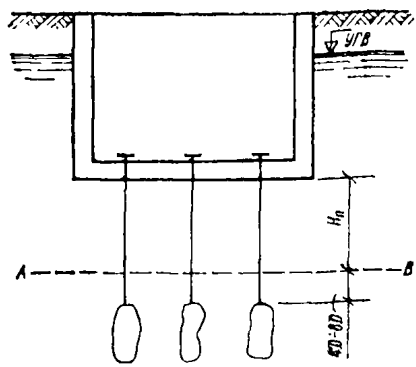


Рис. 15. График для определения длины заделки анкеров, удерживающих сооружение от всплытия

мого им грунтового массива, граница которого проходит перед заделкой анкера.

3.45. Расчет общей устойчивости всей системы должен производиться по методу круглоцилиндрических или плоских поверхностей скольжения.

3.46. Для обеспечения устойчивости сооружения от всплывания длину анкеров следует назначить из расчета, чтобы заделка находилась на расстоянии не менее 4 D от условной границы AB (рис. 15).

Граница AB определяется из условия устойчивости против всплывания сооружения и присоединенной к нему слоя грунта толщиной $H_п$ под действием усилия, взвешивающего сооружения (с учетом веса сооружения, сил трения по боковой поверхности, нагрузок на сооружение и т. д.).

3.47. Для предварительных расчетов величину расчетной несущей способности анкеров по грунту P следует определять по формулам:

а) для анкеров с уширением и цилиндрических

$$P = \pi k m \left[d_c \sum_{i=1} f_i^н \, l_i + 0{,}25 \left(A c^н + B \gamma h \right) \right] \left(D^2 - d_т^2 \right); \qquad (145)$$

б) для инъекционных

$$P = \pi k m \left[D \sum_{i=1} f_i^н \, l_i + 0{,}25 \left(A c^н + B \gamma h \right) \right] \left(D^2 - d_т^2 \right), \qquad (146)$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,6;

m — коэффициент условий работы, зависящей от способа проходки скважины и способа выполнения заделки анкера принимается по табл. 8.

$d_т$ — диаметр тяги;

d_c — диаметр скважины при устройстве анкера, м;

D — диаметр уширения или условной зоны инъекции вокруг тяги анкера, м (диаметр условной зоны инъекции для предварительных расчетов принимается равным $3d_c$);

$f_i^н$ — нормативное сопротивление i-слоя грунта по боковой поверхности, принимаемое по табл. 9, тс/м²;

l_i — толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью анкера, м;

A, B — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 10 в зависимости от нормативного значения угла внутреннего трения грунта, прилегающего к поверхности уширения заделки;

$c^н$ — нормативное удельное сцепление грунта в зоне заделки, тс/м²;

γ — объемный вес грунта, т/м³;

h — глубина заложения центра уширения от поверхности грунта, м.

Таблица 8

Вид анкеров и способ их устройства	Коэффициент m для			
	песков	супесей	суглинков	глин
Инъекционные	1	1	1	—
Цилиндрические, в том числе с уширением	0,6	0,5	0,5	0,5

Таблица 9

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Нормативное сопротивление $f^н$, тс/м²					
	песчаных грунтов средней плотности					
	крупных, средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—
	глинистых грунтов консистенции					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	3,5	2,3	2,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3	2	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4	2,9	2,4	1	0,6
7	6	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1
20	7,9	5,6	4,1	3	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2	—
35	10	7	5	3,6	2,2	—

Примечания: 1. Для плотных песчаных грунтов значения $f_i^н$ увеличиваются на 30%.

2. Средняя глубина заложения рабочей части анкеров должна быть не менее $15D$ анкера.

Таблица 10

Нормативный угол внутреннего трения грунта в рабочей зоне, град	Коэффициент	
	A	*B*
14	7,1	2,8
16	7,7	3,3
18	8,6	3,8
20	9,6	4,5
22	11,1	5,5
24	13,5	7
26	16,8	9,2
28	21,2	12,3
30	26,9	16,5
32	34,4	22,5
34	44,6	31
36	59,6	44,4

Примечание. Глубина заложения центра уширения для рыхлых песков и глин должна быть не менее $4D$, для плотных песков — не менее $8D$.

3.48. Для определения окончательных размеров анкеров следует произвести пробные испытания анкеров в условиях площадки строительства с целью определения фактической несущей способности $P_{\text{п}}$.

3.49. Расчетная несущая способность анкера по грунту P определяется по формуле

$$P = \frac{P_{\text{п}}}{k_{\text{н}}}, \tag{147}$$

где $K_{\text{н}}$ — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,7.

Суммарное расчетное усилие в анкере $Q_{\text{а}}$ должно удовлетворять условию

$$Q_{\text{а}} = 1{,}3\,Q_{\text{р}} \leqslant P, \tag{148}$$

где $Q_{\text{р}}$ — расчетная нагрузка на анкер, определенная из статического расчета сооружения, закрепленного анкерами, по первой и второй группам предельных состояний.

3.50. Поперечное сечение тяги анкера ($F_{\text{а}}$) определяется по формуле

$$F_{\text{а}} = \frac{Q_{\text{а}}}{R_{\text{а}}}, \tag{149}$$

где $R_{\text{а}}$ — расчетное сопротивление материала тяги анкера, определено в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62*.

ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ЗАВЕСЫ

3.51(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 п. 3.1 настоящего Руководства для несущих стен, устраиваемых способом «стена в грунте».

3.52(3.17). Фильтрационными расчетами, а в необходимых случаях экспериментальными исследованиями (п. 3.53 настоящего Руководства) 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 противо-

фильтрационной завесы или расположенного в грунте сооружения, а также на характерных участках области фильтрации (на участках повышенной фильтрации, на участках сопряжения с другими сооружениями и др.).

3.53(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 задач теории фильтрации.

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

3.54. Приближенные расчеты следует производить для условий установившегося режима фильтрации с приведением грунтовой толщи к однородному водоносному слою конечной мощности с горизонтальным водоупором.

3.55. К схеме однородного слоя следует переходить путем введения приведенной мощности слоя $m_{пр}$.

Приведенную мощность слоя следует определять:

для многослойной толщи с горизонтальным расположением слоев, пересекаемой совершенной (полностью пересекающей пласт) водонепроницаемой завесой, по формуле

$$m_{пр} = \sum m_i \frac{k_i}{k}, \qquad (150)$$

где m_i и k_i — соответственно мощность и коэффициент фильтрации отдельных слоев;

k — расчетный коэффициент фильтрации приведенного однородного слоя.

Для двухслойной толщи с верхним более водопроницаемым слоем, пересекаемым водонепроницаемой завесой, по формуле

$$m_{пр} = m_{верх} + m_{нижн} \frac{k_{нижн}}{k_{верх}}, \qquad (151)$$

где $m_{верх}$, $k_{верх}$, $m_{нижн}$, $k_{нижн}$ — соответственно мощность и коэффициент фильтрации верхнего и нижнего слоев.

3.56. Расчетную толщину завесы $t_р$ для многослойной толщи следует определять по формуле

$$t_р = t \frac{m_{пр}}{\Sigma m_i}, \qquad (152)$$

где t — фактическая толщина завесы.

Для двухслойной толщи следует принять $t_р = t$.

3.57. Для однородного слоя бесконечной мощности следует вводить мощность активной зоны $m_{акт}$, вычисляемой по формулам:

$m_{акт} = 10\,r$ (радиальный поток),

$m_{акт} = 10\,r$ (радиальный поток),

где b — полуширина выработки;

r — радиус выработки.

Примечание. По конфигурации в плане фильтрационные потоки подразделяются на два вида: плоские (линии тока в плане

параллельны) и радиальные (линии тока в плане сходятся или расходятся по прямолинейным радиусам). При более сложной конфигурации поток может быть подразделен на ленты тока с разбивкой их при необходимости на отсеки. Расчеты по лентам тока или их отсекам в зависимости от их конфигурации ведутся по формулам плоского или радиального потоков.

3.58. Удельный расход потока (на 1 м фронта потока) определяется по формуле

$$q = \frac{k(H-h)}{\Phi}, \tag{153}$$

где H — пьезометрический напор или глубина потока на контуре питания, отсчитываемые от подошвы слоя;
h — то же, на контуре стока;
Φ — полное фильтрационное сопротивление.

3.59. Для определения полного фильтрационного сопротивления Φ фильтрационный поток следует разделять на фрагменты, фильтрационные сопротивления которых Φ_i определяются по табл. 11.

3.60. Границы фрагментов принимаются приближенно по линиям равных напоров (при последовательном соединении фрагментов) или по линиям тока (при параллельном соединении фрагментов).

При последовательном соединении фрагментов расход в них остается постоянным (q=const), а полное фильтрационное сопротивление равно сумме сопротивлений фрагментов:

$$\Phi = \Sigma\Phi_i. \tag{154}$$

При параллельном соединении фрагментов полный удельный расход q равен сумме расходов во фрагментах:

$$q = \Sigma q_i, \tag{155}$$

а полное фильтрационное сопротивление равно:

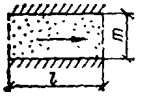
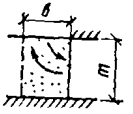
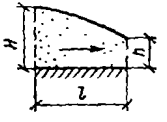
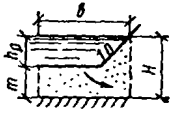
$$\Phi = \frac{1}{\sum \frac{1}{\Phi_i}}. \tag{156}$$

3.61. Фильтрационное сопротивление завесы в плоском потоке следует определять по формуле

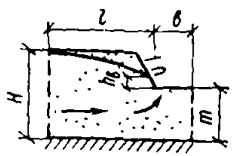
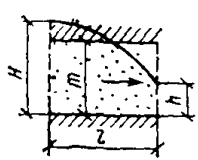
$$\Phi_0 = \frac{1}{\frac{m\eta}{t} + \frac{1-\eta}{\ln\frac{m}{c_н} + \frac{t}{c_н}}}, \tag{157}$$

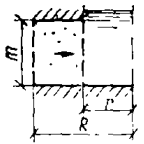
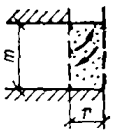
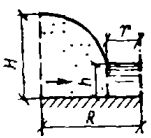
где $\eta = \frac{k_0}{k}$ — коэффициент относительной проницаемости завесы (k_0, k — коэффициенты фильтрации завесы и водоносного слоя);
t — толщина завесы;
$c_н$ — высота расположения нижнего торца завесы над подстилающим водоупором.

Таблица 11

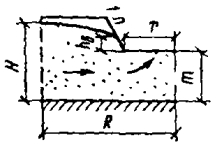
Тип	Схема	Формулы фильтрационного сопротивления и другие расчетные зависимости
1. Плоский напорный		$\Phi_1 = \frac{l}{m}$ (1)
2. Плоский входной (или выходной напорный)		$\Phi_2 = 0{,}44$ при $\frac{b}{m} \geqslant 0{,}5$; (2) $\Phi_2 = \frac{2}{\pi} \ln \frac{4m}{\pi b}$ при $\frac{b}{m} < 0{,}5$ (3) (b — половина ширины водоема)
3. Плоский безнапорный		$\Phi_3 = \frac{2l}{H+h}$ (4)
4. Плоский входной безнапорный		$\Phi_4 = \frac{2}{H+h}\left(0{,}44m + 0{,}88\frac{m^2}{b} + \frac{nh_p}{2n+1}\right)$ (5) (h — глубина потока на контуре стока)

Продолжение табл. 11

Тип	Схема	Формулы фильтрационного сопротивления и другие расчетные зависимости
5. Плоский безнапорный		$$\Phi_5 = \frac{1}{\dfrac{H-m}{2l-\dfrac{n^2(H-m)^2}{2l}} + \dfrac{m}{l+0{,}44m}}. \quad (6)$$ При $\frac{b}{m} < 0{,}5$ вместо 0,44 подставлять $\frac{2}{\pi}\ln\frac{4m}{\pi b}$; $$h_в = \frac{q}{k}n - m + \sqrt{\left(\frac{q}{k}n\right)^2 - \frac{2q}{k}(l_р + nm) + H^2}, \quad (7)$$ где $l_р$ — расчетная длина пути фильтрации с учетом всех фильтрационных сопротивлений, например, при наличии входного фрагмента 4 и завесы, врезанной в фрагмент 5, величина $l_р$ составит: $$l_р = l + \frac{H+m}{2}(\Phi_4 + \Phi_0) - t$$
6 Плоский напорно-безнапорный		$$\Phi_6 = \frac{2l(H-h)}{2Hm - m^2 - h^2} \quad (8)$$

7. Радиальный напорный		$\Phi_7 = \frac{r}{m} \ln \frac{R}{r}$ (9)
8. Радиальный входной (или выходной) напорный		$\Phi_8 = 0{,}44$ при $\frac{r}{m} \geqslant 0{,}5$; (10) $\Phi_8 = 1 - \frac{r}{m} \ln \frac{1{,}5m}{r}$ (11) при $\frac{r}{m} < 0{,}5$
9 Радиальный безнапорный		$\Phi_9 = \frac{2r}{H+h} \ln \frac{R}{r}$ (12)

Продолжение табл. 11

Тип	Схема	Формулы фильтрационного сопротивления и другие расчетные зависимости
10. Радиальный безнапорный		$$\Phi_{10}=\frac{1}{\dfrac{H-m}{2r\ln\dfrac{R}{r}-\dfrac{n^2(H-m)^2}{2r\ln\dfrac{R}{r}}}+\dfrac{m}{r\ln\dfrac{R}{r}+0{,}44m}} \quad (13)$$ $$\left(\text{при } \frac{r}{m}<0{,}5 \text{ вместо } 0{,}44\,m \text{ подставлять } m-r\ln\frac{1{,}5m}{r}\right);$$ $$h_в=\sqrt{H^2-\frac{Q}{\pi k}\ln\frac{R}{r+nh_в}}-m \quad (14)$$ (решается методом последовательного приближения). При суммировании фрагмента 10 с другими фрагментами в формуле (14) к выражению $\ln\frac{R}{r+nh_b}$ прибавляются слагаемые $\frac{m_i}{r_i}\Phi_i$. Так, при врезке завесы следует прибавить $\frac{H+m}{2r_0}\Phi_0$ при добавлении входного фрагмента 4 следует прибавить $\frac{H+m}{2R}\Phi_4$; при добавлении обоих этих фрагментов следует прибавить оба выражения.

3.62. Фильтрационное сопротивление непроницаемой завесы ($k_0=0$, $\eta=0$) следует определять по формуле

$$\Phi_0 = \ln\frac{m}{c_н} + \frac{t}{c_н}\,. \qquad (158)$$

3.63. Фильтрационное сопротивление совершенной проницаемой завесы ($c_н=0$) вычисляется по формуле

$$\Phi_0 = \frac{t}{m\eta}\,. \qquad (158,а)$$

3.64. В радиальном потоке фильтрационное сопротивление завесы определяется по формуле

$$\Phi_{0раб} = r\left(\frac{\Phi_0}{t} - \frac{1}{m}\right)\ln\frac{r_в}{r_н}\,, \qquad (158,б)$$

где Φ_0 — сопротивление завесы в плоском потоке, определяемое по формулам (157—158, *а*);
$r_в$ $r_н$ — радиусы верховой и низовой граней завесы.

При $t\to 0$ $\Phi_{0рад}\to\frac{r}{r_0}\Phi_0$.

3.65. При расчете фильтрационного сопротивления завесы в безнапорном слое вместо мощности m следует принимать среднюю глубину $\frac{H+h}{2}$.

3.66. Напор или глубина потока h_i (отсчитывается от подстилающего водоупора — рис. 16) в любом сечении водоносного слоя, за исключением граней завесы, определяется по формуле

$$h_i = h + (H-h)\frac{\Sigma\Phi_n}{\Phi}\,, \qquad (159)$$

где $\Sigma\Phi_n$ — сумма фильтрационных сопротивлений участка потока ниже рассматриваемого сечения (до контура стока).

3.67. Формула (159) может быть применена для любого сечения водоносного слоя при отсутствии противофильтрационной завесы или при наличии совершенной водопроницаемой завесы. При наличии несовершенной (частично пересекающей водоносный слой) завесы формула (159) применима для сечений, отстоящих от граней завесы на расстояние, превышающее половину мощности слоя. В формуле (159) должны учитываться фильтрационные сопротивления только тех фрагментов, через которые проходит линия тока, содержащая точку, в которой определяется напор. Поэтому, при определении напоров по кровле напорного слоя в суммы фильтрационных сопротивлений (и в числителе, и в знаменателе) не должны входить сопротивления входного и выходного фрагментов

3.68. Напоры у граней несовершенной завесы на уровне кровли напорного слоя (или положение депрессионной кривой в безнапорном слое) определяются по формулам:

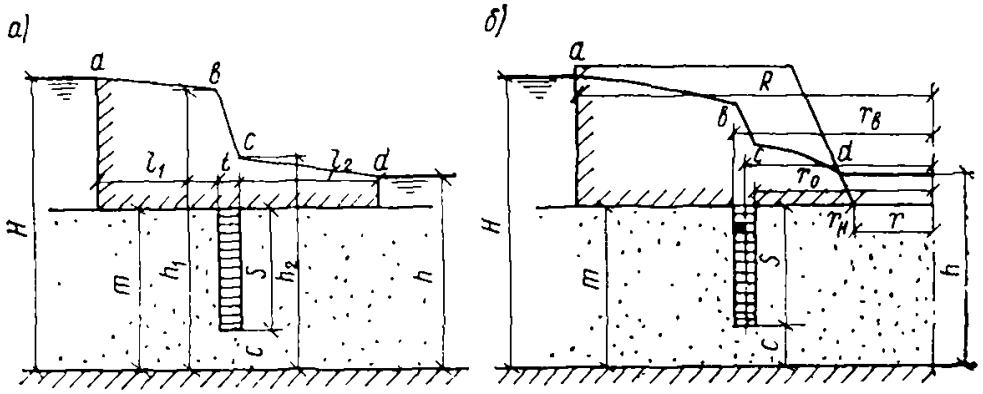


Рис. 16. Обозначения размеров области фильтрации

а — в плоском потоке; б — в радиальном потоке; *abcd* — эпюра напоров

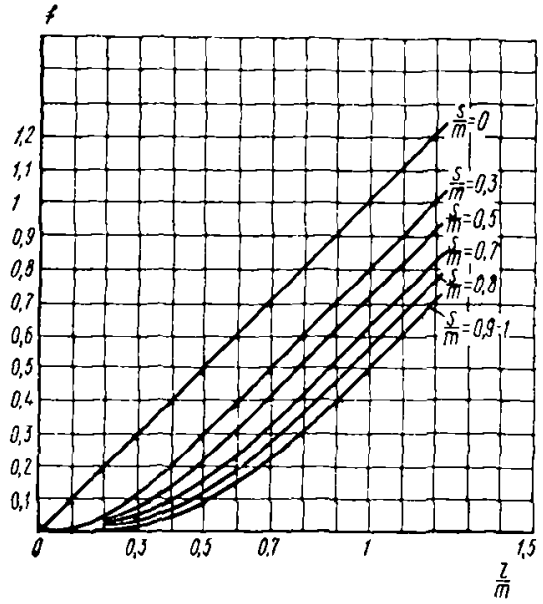


Рис. 17. График для определения фильтрационного сопротивления

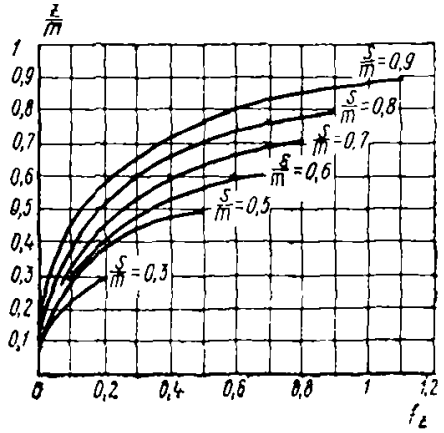


Рис. 18. График для определения дополнительного фильтрационного сопротивления f_2

напор h_1 у верховой грани завесы

$$h_1 = H - f_1 \frac{q}{k} \text{ (для плоского потока);} \qquad (160)$$

$$h_1 = H - f_1 \frac{qr_0}{kr} \text{ (для радиального потока);} \qquad (161)$$

напор h_2 у низовой грани завесы

$$h_2 = h + f_2 \frac{q}{k} \text{ (для плоского потока);} \qquad (162)$$

$$h_2 = h + f_2 \frac{qr_0}{kr} \text{ (для радиального потока);} \qquad (163)$$

где r_0 — радиус оси завесы;
r — радиус контура стока;
f_1, f_2 — фильтрационное сопротивление, определяемое по графику на рис. 17 в зависимости от относительного заглубления завесы (s/m) и относительного удаления ее либо от контура питания (l_1/m для напора h_1), либо от контура стока (l_2/m для напора h_2).

3.69. Перепад напоров на завесе (действующий на завесу напор) на уровне кровли слоя равен разности напоров у верховой (h_1) и низовой (h_2) граней завесы и определяется по формулам:

$$\Delta h = H - h - (f_1 + f_2) \frac{q}{k} \text{ (для плоского потока);} \qquad (164)$$

$$\Delta h = H - h - (f_1 + f_2) \frac{qr_0}{kr} \text{ (для радиального потока)} \qquad (165)$$

3.70. Напоры у граней несовершенной завесы h_z на глубине z от кровли слоя определяются по формулам (160)—(163) с прибавлением в них к сопротивлению $f_{1,2}$ дополнительного сопротивления f_z, определяемого по графику на рис. 18, в зависимости от относительного заглубления завесы (s/m) и относительной глубины рассматриваемой точки (z/m). При расчете напоров в безнапорном слое для определения сопротивлений $f_{1,2}$ и f_z по графикам на рис 17 и 18 следует принимать:

при расчете h_1 и h_{1z} в плоском потоке

$$\frac{l_1}{m} = \frac{2l_1}{H + h_1}; \quad \frac{s}{m} = \frac{h_1 - c_н}{h_1}; \quad \frac{z}{m} = \frac{z}{h_1};$$

при расчете h_2 и h_{2z} в плоском потоке

$$\frac{l_2}{m} = \frac{2l_2}{h_2 + h}; \quad \frac{s}{m} = \frac{h_2 - c_н}{h_2}; \quad \frac{z}{m} = \frac{z}{h_2};$$

при расчете h_1 и h_{1z} в радиальном потоке

$$\frac{l_1}{m} = \frac{2r_в}{H + h_1} \ln \frac{R}{r_в}; \quad \frac{s}{m} = \frac{h_1 - c_н}{h_1}; \quad \frac{z}{m} = \frac{z}{h_1};$$

при расчете h_2 и h_{2z} в радиальном потоке

$$\frac{l_2}{m}=\frac{2r_н}{h_2+h}\ln\frac{r_н}{r};\quad \frac{s}{m}=\frac{h_2-c_н}{h_2};\quad \frac{z}{m}=\frac{z}{h_2}.$$

Расчет напоров в безнапорном слое проводится с последовательным приближением до получения равенства принятых и рассчитанных величин $h_{1,1z}$ или $h_{2,2z}$.

3.71. Градиент напора равен разности напоров на единицу длины пути фильтрации:

$$J=\frac{\Delta h}{l}.$$

3.72. Полный расход фильтрационного потока Q следует определять по формулам:

$$Q=qB \cdot (\textit{для плоского потока});$$

$$Q=2q\pi r \ (\text{» радиального »}),$$

где q — удельный фильтрационный расход на единицу длины контура стока, определяемый по табл. 12;
B — ширина потока;
r — радиус контура стока.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

Пример 1. Требуется рассчитать эффективность противофильтрационной завесы в двухслойном основании водонепроницаемой плотины с исходными данными, показанными на рис. 19. Непроницаемая завеса ($k_0=0$) пересекает верхний слой основания.

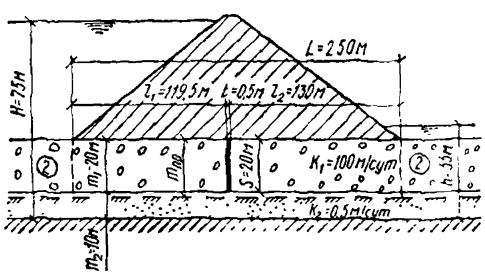


Рис. 19

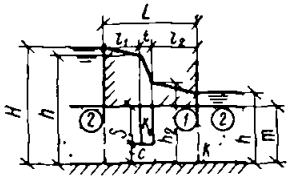
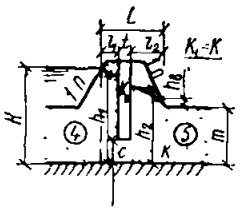
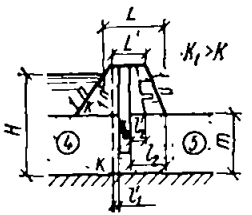
Приводим двухслойную толщу к схеме однородного слоя, определяя по формуле (151) его приведенную мощность:

$$m_{пр}=20+10\frac{0,5}{100}=20,05\text{ м}.$$

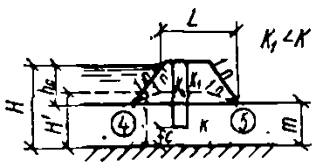
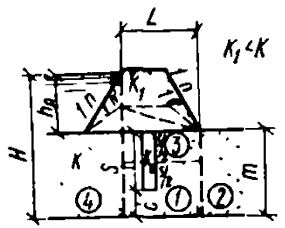
Подразделяем приведенный однородный слой на фрагменты: плоский напорный под плотиной (№ 1), входной (№ 2) и выходной (№ 2). По формулам табл. 11 определяем их фильтрационные сопротивления:

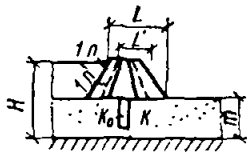
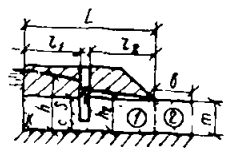
$$\Phi_1=\frac{250}{20,05}=12,47;\quad \Phi_2=0,44.$$

Таблица 12

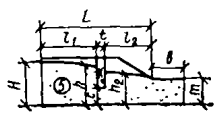
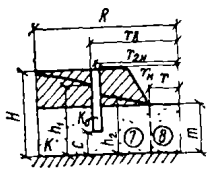
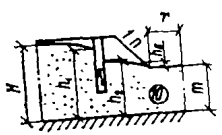
Характеристика	Схема	Формула фильтрационного расхода
1. Завеса в основании водонепроницаемого флютбета (плоский поток)		$q = \dfrac{k(H-h)}{\Phi_1 + 2\Phi_2 + \Phi_0 - \dfrac{t}{m}}$ (1)
2. Плотина и основание имеют одинаковую водопроницаемость (плоский поток)		$q = \dfrac{k(H-h)}{\Phi_4 + \Phi_5 + \Phi_0 - \dfrac{2t}{H+h}}$ (2)
3. Водопроницаемость плотины больше водопроницаемости основания (плоский поток)		Формула (2) с подстановкой величин L, l_1, l_2, h, умноженных на отношение $\dfrac{k}{k_1}$ (3)

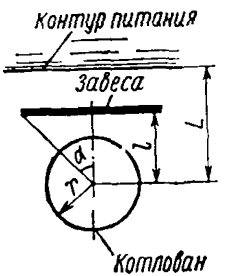
Продолжение табл. 12

Характеристика	Схема	Формула фильтрационного расхода
4. Водопроницаемость плотины меньше водопроницаемости основания (плоский поток)		Формула (2) с подстановкой: вместо $h_р \to h_р \frac{k_1}{k}$, (4) вместо $n \to n \frac{k}{k_1}$, вместо $\frac{H+m}{2} \to \frac{H'+m}{2} = m + \frac{k_1}{k}\left(\frac{H+m}{2}\right)$, где $H' = m + \frac{k_1}{k}(H-m)$
5. Завеса в основании однородной земляной плотины (плоский поток)		$q = \frac{k(H-h)}{\Phi_4 + \Phi_2 + \frac{1}{\Phi_1 + \Phi_{01} - \frac{t}{m_1}} + \frac{1}{\Phi_3 + \Phi_{03} - \frac{2t}{H_3 + h_3}}}$ (5) В формулы фильтрационных сопротивлений производится подстановка: в сопротивление Φ_4 вместо $h_р \to h_р \frac{k_1}{k}$; вместо $\frac{H+h}{2} \to m + \frac{(H-m)k_1}{2k}$; вместо $n \to n\frac{k}{k_1}$; в сопротивления Φ_1 и Φ_{01} вместо $m \to \frac{s}{2} + c_н$; » » Φ_3 и Φ_{03} » $\frac{H+h}{2} \to \frac{s}{2} + \frac{(H-m)k_1}{2k}$; « » Φ_{03} » $c_н \to \frac{(H-m)k_1}{2k}$

6 Завеса в основании земляной плотины с ядром (плоский поток)		Формула 5 с подстановкой вместо L $$L' = l_я + (L - l_я)\frac{k_я}{k_1},$$ (6) где $l_я$ — средняя толщина ядра
7. Котлован в напорном пласте (плоский поток)		$$q = \frac{k(H-m)}{\Phi_1 + \Phi_2 + \Phi_0 - \frac{t}{m}}$$ (7)

Продолжение табл. 12

Характеристика	Схема	Формула фильтрационного расхода
8. Котлован в безнапорном пласте (плоский поток)		$q = \dfrac{k(H-m)}{\Phi_5 + \Phi_0 - \dfrac{2t}{H+m}}$ (8)
9. Котлован в напорном пласте (радиальный поток)		$q = \dfrac{k(H-m)}{\Phi_7 + \Phi_2 + \Phi_{0\,\text{рад}}}$ (9)
10. Котлован в безнапорном пласте (радиальный поток)		$q = \dfrac{k(H-m)}{\Phi_{10} + \Phi_{0\,\text{рад}}}$ (10)

11. Котлован с противофильтрационной завесой ограниченной протяженности в пласте с круговым контуром питания		$$Q = \frac{1{,}37k\,(H^2 - h^2)}{\lg \dfrac{R}{r\cos\alpha}} \qquad (11)$$
12. Котлован с противофильтрационной завесой ограниченной протяженности в пласте с линейным контуром питания		$$Q = \frac{1{,}37\,k\,(H^2 - h^2)}{\lg \dfrac{2L}{r} + 1 - \cos\alpha} \qquad (12)$$

Рассчитываем по формуле (153) с подстановкой формулы (154) удельный расход потока при отсутствии завесы:

$$q = \frac{100(75-35)}{12{,}47 + 2 \cdot 0{,}44} = 300 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

По формуле (158) определяем фильтрационное сопротивление завесы:

$$\Phi_0 = \ln \frac{20{,}05}{0{,}05} + \frac{0{,}5}{0{,}05} = 15{,}98.$$

По формуле (1) (табл. 12) определяем удельный расход потока при наличии завесы:

$$q_0 = \frac{100(75-35)}{12{,}47 + 2 \cdot 0{,}44 + 15{,}98 - \dfrac{0{,}5}{20{,}05}} = 136 \text{ м}^2/\text{сут},$$

т. е завеса дает сокращение расхода в $\frac{300}{136} = 2{,}2$ раза.

Для определения напора h_1 (у верховой грани завесы на уровне кровли слоя) находим вспомогательные величины

$$\frac{l_1}{m_{пр}} = \frac{119{,}5}{20{,}05} = 5{,}96; \quad \frac{s}{m_{пр}} = \frac{20}{20{,}05} = 0{,}999;$$

по графику на рис. 17 $f_1 = 0{,}5 + 5{,}96 - 1 = 5{,}46$

По формуле (160) определяем:

$$h_1 = 75 - 5{,}46 \frac{136}{100} = 67{,}57 \text{ м}.$$

В том же порядке определяем напор h_2 по формуле (162):

$$\frac{l_2}{m_{пр}} = \frac{130}{20{,}05} = 6{,}49; \quad f_2 = 0{,}5 + 6{,}49 - 1 = 5{,}99;$$

$$h_2 = 35 + 5{,}99 \frac{136}{100} = 43{,}14 \text{ м}.$$

Перепад напоров на завесе Δh на уровне кровли слоя (у подошвы плотины) составит.

$$\Delta h = h_1 - h_2 = 67{,}57 - 43{,}14 = 24{,}43 \text{ м}.$$

Для определения напоров h_z у нижнего торца завесы при $z = s = 20$ м находим дополнительное сопротивление f_z по формуле на рис. 18:

$$f_z = 0{,}5 \ln \frac{20{,}05}{20{,}05 - 20} = 2{,}99.$$

По формулам (160) и (162) (с прибавлением в них f_z) определяем напоры h_{1z} (у верховой грани) и h_{2z} (у низовой грани):

$$h_{1z} = 75 - (5{,}46 + 2{,}99)\frac{136}{100} = 63{,}5 \text{ м};$$

$$h_{2z} = 35 + (5{,}99 + 2{,}99)\frac{136}{100} = 47{,}2 \text{ м}.$$

Перепад напоров на завесе Δh_z на уровне ее нижнего торца составит:

$$\Delta h_z = 63{,}5 - 47{,}2 = 16{,}3 \text{ м}.$$

Определяем величины градиентов напора:
средний градиент по подошве плотины без завесы

$$J_1 = \frac{40}{250} = 0{,}16;$$

то же, на верховом участке с завесой

$$J_в = \frac{75 - 67{,}57}{119{,}5} = 0{,}062;$$

то же, на низовом участке

$$J_н = \frac{43{,}14 - 35}{130} = 0{,}063;$$

градиент на завесе у подошвы плотины

$$J_0 = \frac{24{,}43}{0{,}5} = 48{,}86;$$

то же, у нижнего торца завесы

$$J_s = \frac{16{,}3}{0{,}5} = 32{,}6.$$

Величины градиентов могут быть использованы для оценки фильтрационной прочности тела завесы и контактирующих с ней грунтов.

Пример 2. Требуется рассчитать эффективность совершенной противофильтрационной завесы в теле и основании дамбы, ограждающей канал шириной 60 м. Коэффициенты фильтрации: дамбы — 5 м/сут, основания — 20 м/сут, противофильтрационной завесы — 0,01 м/сут. Размеры показаны на рис. 20.

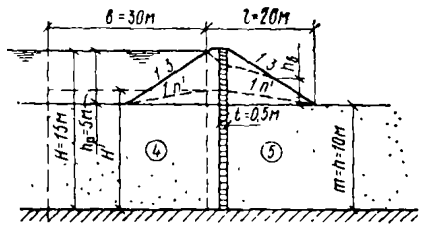


Рис. 20

Для расчета фильтрационных расходов двухслойную систему (дамба и основание) приводим к схеме однородного безнапорного слоя в соответствии с

указаниями для схемы 4 табл. 12. По этой схеме основание остается неизменным, а вертикальные размеры тела дамбы сокращаются пропорционально отношению коэффициентов фильтрации. Определяем приведенные величины:

$$h'_р = 5\,\frac{5}{20} = 1{,}25\text{ м};\quad n' = 3\,\frac{20}{5} = 12;$$

$$H' = 10 + 5\,\frac{5}{20} = 11{,}25\text{ м}.$$

Приведенную схему подразделяем на фрагменты № 4 (плоский безнапорный входной) и № 5 (плоский безнапорный). Определяем фильтрационные сопротивления этих фрагментов по формулам табл. 11:

$$\Phi_4 = \frac{2}{11{,}25 + 10}\left(0{,}44\cdot 10 + 0{,}88\,\frac{10^2}{30} + \frac{12\cdot 1{,}25}{2\cdot 12 + 1}\right) = 0{,}75;$$

$$\Phi_5 = \frac{1}{\dfrac{11{,}25 - 10}{2\cdot 20 - \dfrac{12^2\cdot 1{,}25^2}{2\cdot 20}} + \dfrac{10}{20 + 0{,}44\cdot 10}} = 2{,}24.$$

По формуле (п. 3.63) определяем фильтрационное сопротивление завесы Φ_0, коэффициент относительной проницаемости которой

$$\eta = \frac{0{,}01}{20} = 5\cdot 10^{-4};$$

$$\Phi_0 = \frac{0{,}5}{10\cdot 5\cdot 10^{-4}} = 100.$$

Определяем величины удельного фильтрационного расхода:
без завесы по формуле (153)

$$q = \frac{20\,(15 - 10)}{0{,}75 + 2{,}24} = 33{,}5\text{ м}^2/\text{сут};$$

с завесой по формуле (2), табл. 12

$$q_0 = \frac{20\,(15 - 10)}{0{,}75 + 2{,}24 + 100 - \dfrac{2\cdot 05}{11{,}25 + 10}} = 0{,}97\text{ м}^2/\text{сут}.$$

Завеса сокращает фильтрационный расход в $\dfrac{33{,}5}{0{,}97} = 34{,}5$ раза.

Определяем высоту высачивания фильтрационного потока на низовой откос дамбы по формуле (6) табл. 11 (при этом используем не приведенные размеры, а действительные):
без завесы

$$h_в = \frac{33{,}5}{20}\,3 - 10 + \sqrt{\left(\frac{33{,}5\cdot 3}{20}\right)^2 - \frac{2\cdot 33{,}5}{20}\left(20 + \frac{15 + 10}{2}\,0{,}75 + 3\cdot 10\right) + 15^2} = 2{,}52\text{ м};$$

с завесой

$$h_з = \frac{0{,}97}{20}3 - 10 + \sqrt{\left(\frac{0{,}97}{20}3\right)^2 - \frac{2 \cdot 0{,}97}{20}\left[20 + \frac{15+10}{2}(0{,}75 + 100) + 3 \cdot 10\right] + 15^2} =$$

$$= 0{,}05 \text{ м},$$

т. е. завеса практически полностью ликвидирует высачивание фильтрационного потока на низовой откос дамбы.

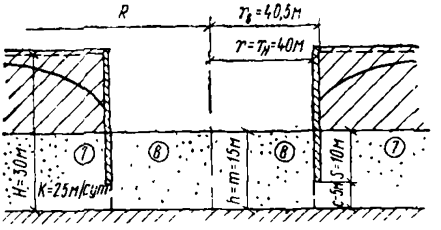


Рис. 21

Для оценки величины градиента напора, действующего на завесу, находим, что фильтрационное сопротивление завесы $\Phi_0 = 100$ составляет $\frac{100 \cdot 100\%}{100 + 0{,}75 + 2{,}24} = 97\%$ общего фильтрационного сопротивления, т. е. на завесу действует практически полная разность напоров $H - m = 5$ м. Тогда градиент напора на завесе составит: $J_0 = \frac{5}{0{,}5} = 10$.

Пример 3. Несущая стена в грунте ограждает круглый в плане котлован, вскрывающий своим дном напорный водоносный слой (рис. 21). Стена толщиной 0,5 м выполнена из бетона, коэффициент фильтрации которого $k_0 = 1 \cdot 10^{-3}$ м/сут. По условиям статической устойчивости стена должна быть заглублена на $s = 10$ м ниже дна котлована. Требуется определять противофильтрационную эффективность стены (сокращение притока грунтовых вод в котлован).

Определяем радиус влияния котлована R по формуле из Справочника гидрогеолога:

$$R = r + 2(H - h)\sqrt{kH} = 40 + 2(30 - 15)\sqrt{25 \cdot 30} = 860 \text{ м}.$$

Подразделяем область фильтрации на фрагменты № 7 (радиальный напорный) и № 8 (радиальный выходной) и определяем их фильтрационные сопротивления по соответствующим формулам табл. 11:

$$\Phi_7 = \frac{40}{20}\ln\frac{860}{40} = 6{,}14;$$

$$\Phi_8 = 0{,}44.$$

Определяем фильтрационное сопротивление стены в грунте по формулам п. 3.64 (пренебрегая для случая несовершенной завесы ее проницаемостью):

$$\Phi_0 = \ln \frac{15}{5} + \frac{0,5}{5} = 1,2;$$

$$\Phi_{0рад} = 40\left(\frac{1,2}{0,5} - \frac{1}{15}\right)\ln \frac{40,5}{40} = 1,07.$$

Определяем приток к котловану по формуле (п. 3.72):
без стены с подстановкой формул (153) и (154)

$$Q = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 40 \cdot 25\,(30 - 15)}{6,14 + 0,44} = 14\,300 \text{ м}^3/\text{сут} = 596 \text{ м}^3/\text{ч};$$

со стеной с подстановкой формулы (9) табл. 3.8

$$Q_0 = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 40 \cdot 25\,(30 - 15)}{6,14 + 0,44 + 1,07} = 12\,300 \text{ м}^3/\text{сут} = 513 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Таким образом, стена сокращает приток к котловану лишь на 14%, т. е. в противофильтрационном отношении стена, не доведенная до водоупора, мало эффективна.

Рассмотрим вариант заглубления стены до водоупора. В этом случае фильтрационное сопротивление стены $\Phi_{0рад}$ составит (по формуле п. 3.64 с подстановкой Φ_0 по формуле п. 3.63):

$$\Phi_{0рад} = 40\left(\frac{0,5 \cdot 25}{15 \cdot 10^{-3} \cdot 0,5} - \frac{1}{15}\right)\ln \frac{40,5}{40} = 765.$$

Приток к котловану, огражденному совершенной стеной, составит по формуле (п. 3.72) с подстановкой формулы (9), табл. 12:

$$Q_0 = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 40 \cdot 25\,(30 - 15)}{6,14 + 0,44 + 765} = 122 \text{ м}^3/\text{сут} = 5 \text{ м}^3/\text{ч},$$

т. е. заглубление стены до водоупора сокращает приток к котловану более чем в 100 раз. При проектировании этот вариант должен быть сопоставлен по технико-экономическим показателям с другими средствами осушения, например водопонижением.

3.73(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

$$I < I_д,$$

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

$I_д$ — допустимый градиент напора, определяемый экспериментальным путем; при отсутствии таких данных допускается ориентировочные значения (по опыту проведенных работ) принимать по табл. 13.

Таблица 13

Материалы заполнения противофильтрационных завес	Допустимый градиент напора $I_Д$ для сооружений	
	постоянных	временных
Бетон	150	200
Глиноцементный раствор	100	150
Комовая глина	30	50
Заглинизированный грунт	20	30

4. ТРЕБОВАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

НЕСУЩИЕ СТЕНЫ

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

$$\text{при } \frac{B}{H} < 2 \quad l \geqslant \frac{B}{2}; \tag{166}$$

$$\text{при } \frac{B}{H} \geqslant 2 \quad l > H \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi_I}{2}\right), \tag{167}$$

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

H — глубина траншеи;

φ_I — **расчетное значение угла внутреннего трения грунта. При разнородных напластованиях грунта принимается средневзвешенное значение** φ_I.

4.2. Приводимые формулы для определения расстояний, на которых возможно отрывать траншеи вблизи существующих зданий или сооружений, даются как ориентировочные, позволяющие выбрать длину захватки B в зависимости от требуемого расстояния по проекту.

Расстояние от стены строящегося подземного сооружения до существующего здания при условии, что будет обеспечена устойчивость фундамента здания и стенок траншеи, заполненных глинистым раствором, зависит от целого ряда факторов, основными из которых являются: гидрогеологические условия строительства, наличие нагрузок на поверхности грунта, размеры траншеи, длина захватки, качество глинистого раствора и принятый способ производства работ.

Опыт строительства за рубежом и у нас показал, что возможно устраивать стены подземных сооружений способом «стена в грунте» *вблизи существующих зданий на расстоянии 1,5—2 м. Наличие нагрузки* на поверхности грунта вблизи траншеи требует ее учета при расчете устойчивости стенок траншеи.

При строительстве подземных сооружений или ограждающих стен котлованов вблизи существующих зданий в зависимости от принятого в проекте расстояния от траншеи до фундамента здания,

следует принимать минимальную длину захватки, увеличивать плотность глинистого раствора и разность уровней раствора и грунтовых вод. «Стену в грунте» следует устраивать в «шахматном порядке» (отрывку и заполнение траншеи бетоном следует вести через одну захватку). Кроме того, в некоторых случаях применяется жесткая арматура из двутавровых балок, высота которых должна быть равна ширине траншеи. Балки, устанавливаемые в траншею, создают опорные стойки, удерживающие ее стенки.

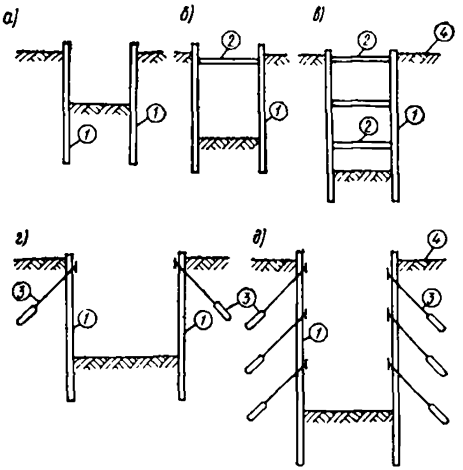


Рис. 22(1). Конструктивные схемы стен подземных (прямоугольных в плане) сооружений

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

В дальнейшем, когда стены подземных сооружений возведены и производится выемка грунта внутри ограждения за стенкой, их устойчивость обеспечивается за счет общеизвестных конструктивных решений (распорки, анкеры и др.).

4.3(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 прямоугольных в плане подземных сооружений приведены на рис. 22(1).

4.4(4.3). В случае, 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.

4.5. Размеры заглубленных помещений, отметка их пола (днища), расположение перегородок и промежуточных перекрытий должны приниматься в соответствии с заданием на проектирование.

Устойчивость несущих стен обеспечивается применением распорных конструкций, железобетонных поясов и анкеров. Применение железобетонных поясов возможно при круглой в плане форме подземного сооружения (рис. 23).

4.6. Подземные сооружения, устраиваемые способом «стена в грунте» и состоящие из параллельных стенок, могут быть в виде:

свободностоящих стенок с заделкой нижней части стенки в грунте [консольные стенки, см. рис. 22, *а* (1)];

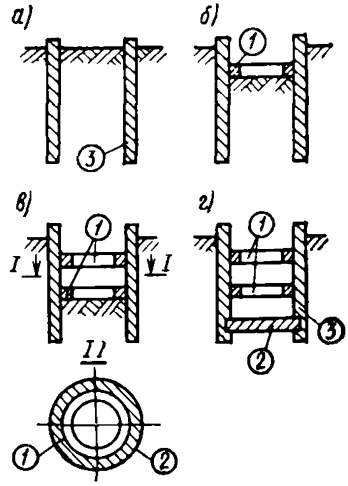


Рис. 23. Устройство железобетонных распорных поясов

а, б, в, г — последовательность производства работ; *1* — железобетонные пояса; *2* — днище сооружения; *3* — стена в грунте

стенок с заделкой нижней части в грунте и распоркой сверху (см. рис. 22, *б*);

стенок с многоярусным креплением их распорками по высоте с заделкой нижней части стены в грунте [см. рис. 22, *в* (1)];

стенок с креплением в верхней части анкерами с заделкой нижней части стены в грунте [см. рис. 22, *г* (1)];

стенок с многоярусным креплением анкерами с заделкой нижней части стены в грунте [см. рис. 22, *д* (1)].

4.7. Конфигурация сооружения в плане определяется его назначением. Параллельные стены (обычно прямолинейные) применяются при возведении транспортных тоннелей, подземных гаражей под улицами и бульварами и других сооружений, где необходимы сооружения прямоугольные в плане.

Насосные станции различного назначения, как правило, проектируются круглого очертания в плане.

Эти сооружения следует выполнять в виде стенок с заделкой нижней части в грунте с одноярусным или многоярусным креплением в верхней части в виде железобетонных поясов (см. рис. 23).

4.8. Стены сооружений или ограждающие котлованы, имеющие криволинейную конфигурацию или форму многоугольника, как правило, устраиваются с заделкой нижней части стены в грунт и одноярусным или многоярусным креплением стен по высоте анкерами.

Расстояния между распорками или анкерами по высоте и по горизонтали определяются расчетом.

4.9(4.4). Глубина заложения (высота) H стен в грунте [рис. 24(2)] назначается исходя из гидрогеологических условий строительной площадки, принятой конструкции стен, технологии производства работ по их возведению с учетом технико-экономического сравнения возможных вариантов.

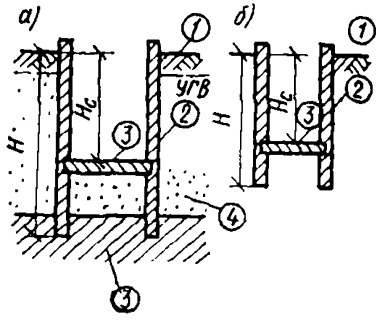


Рис. 24(2). Конструктивные схемы подземных сооружений

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

4.10. При проектировании глубины заложения стены в грунте в зависимости от гидрогеологических условий строительной площадки необходимо рассматривать два случая:

1. При расположении подземного сооружения в водонасыщенных и сухих грунтах, глубина заложения стены H [(рис. 24, *б* (2)] определяется по статическому расчету конструкции подземного сооружения.

2. При расположении подземного сооружения в водонасыщенных грунтах и близком расположении водоупорного слоя грунта [рис. 24, *а* (2)] глубина заложения стены определяется статическим расчетом конструкции с условием возможности ее заделки в водоупорный слой грунта с целью обеспечения производства работ по разработке грунта в сооружении без применения водоотлива или водопонижения. При заглублении низа стены в водоупорный грунт рекомендуется принимать величину заделки:

в скальных грунтах — 0,5—1 м;
в плотных глинах, мергеле — 0,5—1 м;
в суглинках пластичных — 1—1,5 м.

4.11(4.5). Днища подземных сооружений, стены которых устраиваются способом «стена в грунте», должны выполняться аналогично днищам опускных колодцев, руководствуясь при этом требованиями «Инструкции по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропной рубашке».

4.12. Стены подземных сооружений, устраиваемые способом «стена в грунте», должны, как правило, заделываться в водоупорный слой грунта. В этом случае при расчете днища не учитываются силы гидростатического давления грунтовых вод, но должен быть выполнен пластовый дренаж с периодической откачкой воды.

Если стены в грунте не доводятся до водоупора, для удержания сооружения от всплытия рекомендуется проектировать днище с анкеровкой вертикальными анкерами.

4.13. Днища подземных сооружений выполняемых способом «стена в грунте» следует, как правило, выполнять монолитными, же-

лезобетонными с предварительным выравниванием дна котлована и устройством дренажного слоя.

В монолитном железобетонном днище рекомендуется предусматривать «стаканы» для установки колонн и арматурные выпуски или закладные детали для крепления внутренних перегородок.

Для сбора и удаления случайно проникающих вод в днищах подземных сооружений следует устраивать один или несколько приямков. Поверхности пола следует придавать некоторый уклон в сторону приямков.

4.14(4.6). Толщина несущих монолитных стен должна определяться расчетом. При этом должна учитываться ширина рабочего органа оборудования, применяемого для устройства траншеи.

4.15. Толщину несущих монолитных стен следует определять расчетом в зависимости от требуемой прочности и принятой конструкции, обеспечивающей их устойчивость.

В зависимости от применяемого землеройного оборудования толщина несущих монолитных стен может быть принята: 40; 60; 80 и 100 см.

4.16(4.7). В проекте должна предусматриваться возможность устройства монолитных стен отдельными захватками 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 вертикальные стыки (швы) бетонирования.

4.17. При устройстве стен вблизи существующих зданий длина захватки может быть принята менее 3 м и должна определяться по формулам, приведенным в п. 4.1.

При определении длины захватки необходимо учитывать, что при небольшой длине захватки обеспечивается:

быстрый темп бетонирования захватки или тампонаж сборных элементов стены (за срок, равный одному-двум срокам схватывания цемента);

сокращение объема глинистой суспензии, необходимой для отрывки траншеи. При назначении длины захватки, учитывая глубину траншеи, следует выбирать ее объемом не более 50—60 м^3.

4.18(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.

4.19(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 $H \leqslant 18$ 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 $H \geqslant 18$ м;

в) в виде плоской металлической диафрагмы, приваренной к арматурному каркасу, в торце которого привариваются два швеллера,

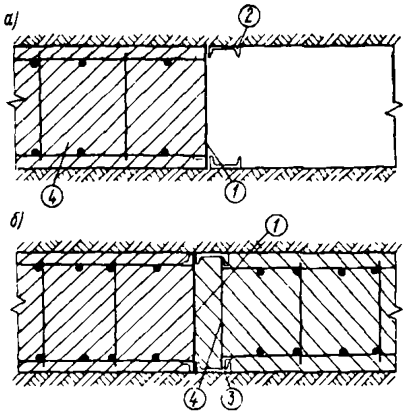


Рис. 25(3). Рабочий стык бетонирования монолитной стены

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

образующие вертикальные направляющие, предназначенные для установки следующего арматурного каркаса [рис. 25(3)]. Применяется при глубине заложения стен $H \leqslant 25$ 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.

4.20. При бетонировании захватки методом ВПТ под глинистой суспензией с применением литого бетона необходима установка ограничителей, обеспечивающих удержание бетонной смеси и придающих торцу захватки необходимую форму для устройства принятого стыка.

Наиболее простым ограничителем является инвентарная металлическая труба, устанавливаемая на границе захватки, которая после схватывания бетона извлекается из траншеи. На торце захватки образуется полуцилиндрическая поверхность, к которой примыкает торец следующего участка стены. Получается стык, имеющий форму полуцилиндра. При таком стыке захватки между собой не соединяются и в прямолинейных стенках каждая захватка работает как отдельностоящая панель.

Инвентарные трубы следует применять при отрывке сплошной траншеи глубиной до 18 м. При больших глубинах (до 30 м) металлическую трубу следует использовать как ограничитель при условии устройства стены в шахматном порядке.

Для того чтобы исключить попадание бетонной смеси в соседнюю захватку в случае неплотного соприкасания стенок трубы с грунтом, вдоль трубы в местах соприкасания с грунтовыми стенками траншеи следует приваривать уголки, полки которых врезаются в грунт и создают плотное сопряжение с ним.

4.21. При глубинах траншеи до 30 м может применяться ограничитель в виде металлического листа, приваренного к торцу арматурного каркаса После опускания арматурного каркаса в траншею на границе захватки образуется торцевая металлическая стенка, служащая ограничителем. На торце следующего армокаркаса имеются уголки, которые входят в специальные пазы, устраиваемые из швеллеров, приваренных к торцу предыдущего каркаса [см. рис. 24(3)].

4.22. При проектировании каждого конкретного объекта, конструкция стыка между захватками должна решаться индивидуально с учетом получения водонепроницаемого стыка между захватками, простого в изготовлении и требующего минимальных трудозатрат.

4.23. Помимо приведенных в Инструкции могут быть рекомендованы следующие конструкции стыков:

для прямолинейных стенок — замена армокаркасов на двутавры, имеющих высоту, равную ширине траншеи. Двутавры устанавливаются в траншею на расстоянии 1—1,5 м друг от друга, по расчету низ их задавливается в грунт и пространство между ними заполняется бетоном, укладываемым методом ВПТ под глинистой суспензией;

для криволинейных стенок — если по расчету шарнирные стыки не могут быть применены и необходимо обеспечить равнопрочные стены в стыках, следует принимать конструкцию стыка, в котором арматура вдоль стены в горизонтальном направлении непрерывна.

4.24. Как пример, приводятся результаты расчета ограничителя, изготовленного из стальной трубы наружным диаметром 630 мм с толщиной стенки 10 мм. Момент сопротивления такой трубы 28 000 см^3, а допускаемый изгибающий момент при R=2700 кгс/см^2 равен 76 тс·м.

Такая труба может быть использована:

При глубине H=10 м — при скорости бетонирования по высоте траншеи $v \leqslant 5$ м/ч;

H=12,5 м — при скорости бетонирования $v \leqslant 2{,}25$ м/ч;
H=15 м » » » $v \leqslant 1{,}3$ м/ч;
H=20 м » » » $v \leqslant 0{,}9$ м/ч.

Исходя из оптимальной скорости бетонирования по высоте траншеи в 1,1—1,3 м/ч применение такого ограничителя рационально при глубинах не более 15—18 м.

4.25(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 сооружения достигается при помощи стальных закладных деталей или выпусков арматуры, соединяемых с помощью сварки [рис. 26(4)].

Арматурные выпуски должны выполняться из стали класса А-I.

4.26. Для сопряжения днища со стенами сооружения, устраиваемого способом «стена в грунте», в армокаркасы стены закладываются деревянные короба, которые после разработки грунта в котловане снимаются, и в образовавшуюся штрабу заводится арматура днища, стержни которой привариваются к арматуре стены. Короба могут быть сплошными по периметру стены или в виде отдельных вставок.

4.27. Сопряжения перегородок, балок перекрытий и других конструкций с монолитными стенами в грунте могут выполняться с помощью предварительно заложенных в армокаркасы коробов или устройства отгибов арматуры, а также с помощью специальных закладных деталей, устанавливаемых в армокаркасах до их опускания в траншею. При установке армокаркаса в траншею арматурные выпуски должны быть отогнуты заподлицо с каркасом и закрыты деревянными щитами, которые снимаются после выемки грунта из котлована.

4.28(4.11). Арматурные каркасы монолитных стен [рис. 27 (5)] должны иметь длину, равную глубине траншеи, ширину на 10—15 см

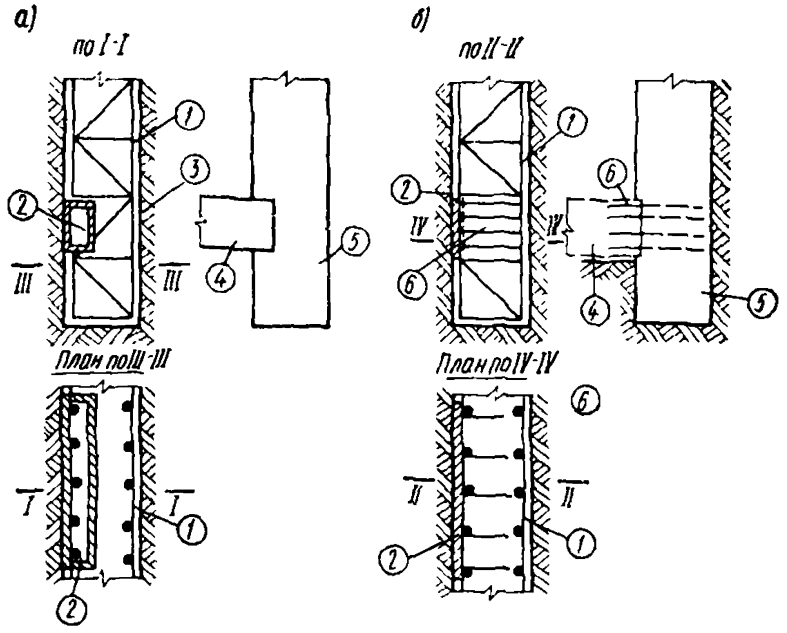


Рис. 26(4). Конструкции сопряжений днища со стенами

а — свободное опирание днища на стены; *б* — жесткая заделка днища в стены; *1* — арматурный каркас; *2* — деревянный короб; *3* — стенка траншеи; *4* — днище; *5* — стена в грунте; *6* — отгибаемые выпуска арматуры

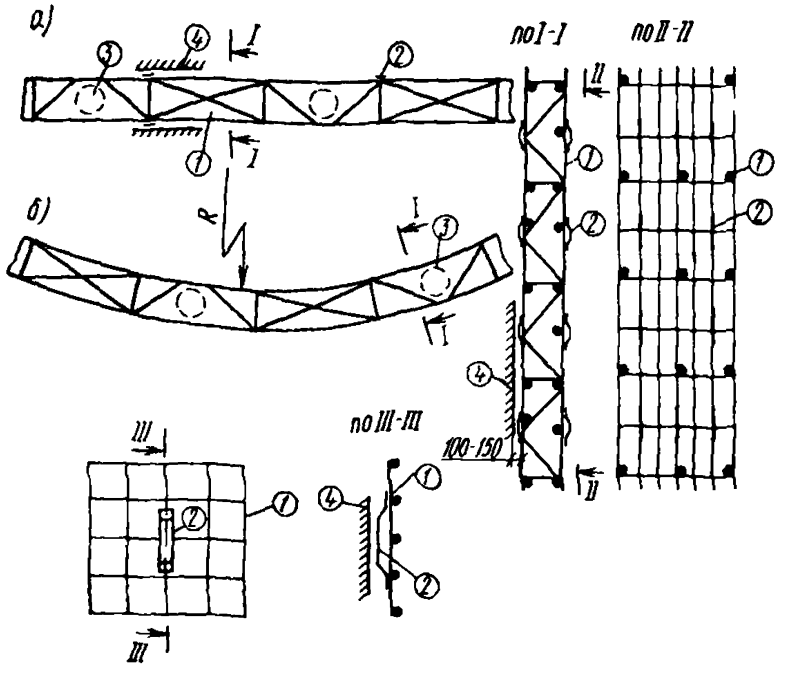


Рис. 27(5). Конструкция арматурных каркасов

а — каркас прямолинейных стен; *б* — каркас стен криволинейного очертания; *1* — арматурный каркас; *2* — направляющие; *3* — места установки бетонолитных труб; *4* — стенка траншеи

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 ограничители, фиксирующие проектное положение арматурного каркаса в траншее для создания требуемой толщины защитного бетонного слоя.

4.29. Армирование стен в грунте выполняется в соответствии с главой СНиП по «Нормам проектирования на бетонные и железобетонные конструкции» с учетом следующих особенностей:

армокаркасы должны выполняться в виде блоков, удобных для транспортирования, из которых на строительной площадке монтируются каркасы проектных размеров на полную глубину траншеи;

смонтированный каркас должен иметь направляющие салазки с двух сторон, фиксирующие защитный слой бетона и в верхней части поперечные балки, на которых он подвешивается на форшахте после опускания в траншею.

4.30. Проемы для установки бетонолитных труб должны проектироваться:

при длине захватки до 4 м — один в середине каркаса;

при длине захватки 4—6 м — два (при радиусе растекания бетонной смеси не менее 1,5 м).

Жесткость каркаса должна обеспечивать его подъем в вертикальное положение до установки в траншею; в верхней части каркас должен иметь захваты для подъема краном.

4.31(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;

д) максимально допустимых размеров из условий технологии изготовления.

4.32. Членение конструкции на сборные элементы выполняется в зависимости от расчетной схемы. Как правило, членение ограждающих стен на сборные элементы выполняется вертикальными швами.

4.33. Применение сборного железобетона при строительстве способом «стена в грунте» дает следующие преимущества:

получение высокого качества поверхности бетона стены, что дает возможность избежать работы по штукатурке стен, что требуется при монолитном бетоне;

улучшение свойств водонепроницаемости стены;

возможность устройства стен с выступами и другой не плоской формы (в пределах ширины траншеи), размещать закладные детали в нужных местах для соединения стен с внутренними конструкциями подземного помещения;

возможность уменьшения толщины стены в подземных сооружениях глубиной до 10—12 м, где она может быть в пределах 15—30 см.

4.34(4.13). Сборные стены должны выполняться в виде панелей, устанавливаемых в траншею.

Допускаемые типы сборных стен и стыковых соединений панелей приведены на [рис. 28 (6)].

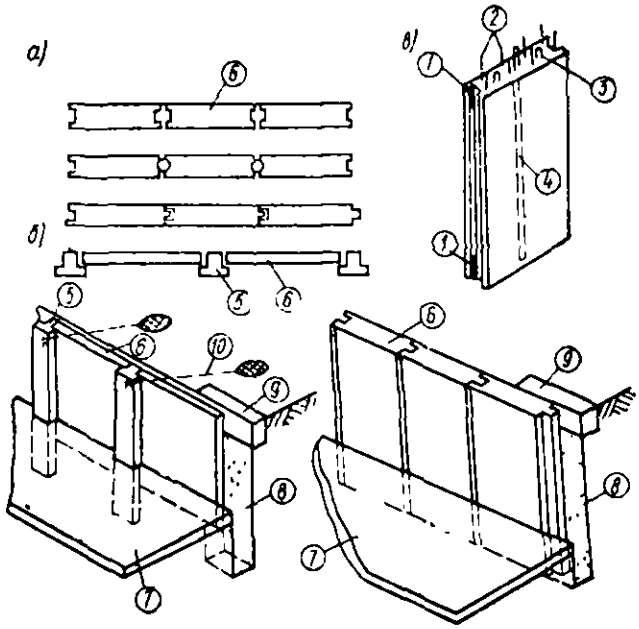


Рис. 28(6). Конструкции сборных стен

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

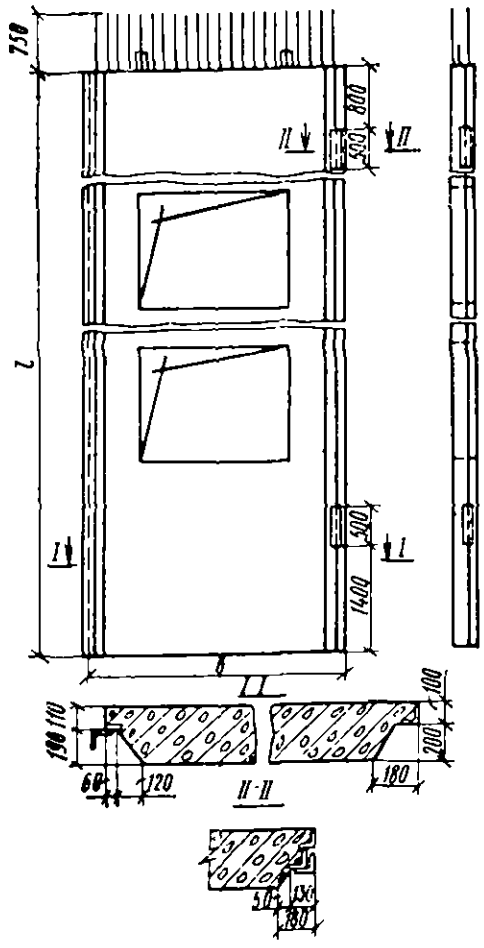
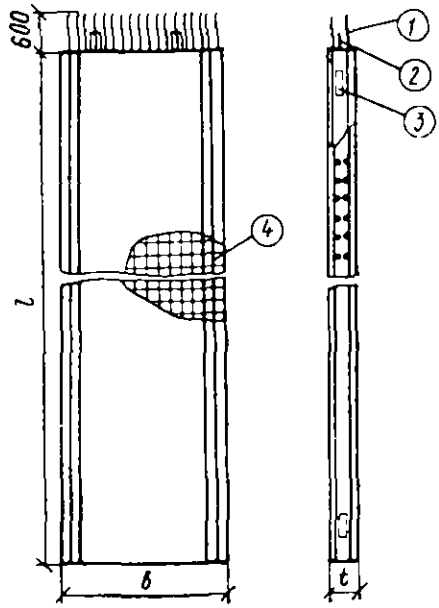


Рис. 29. Плоские стеновые панели с проемами

Рис. 30. Плоские стеновые панели без проемов

1 — выпуски арматуры; *2* — монтажные петли; *3* — закладные детали; *4* — рабочая арматура



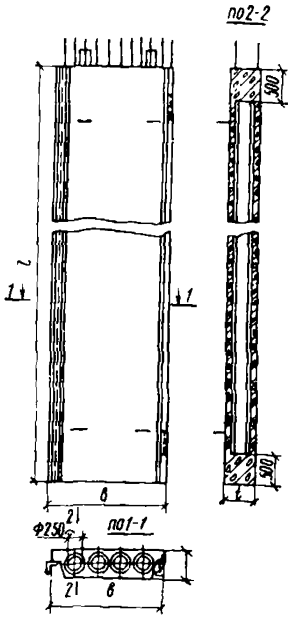


Рис. 31. Многопустотные стеновые панели

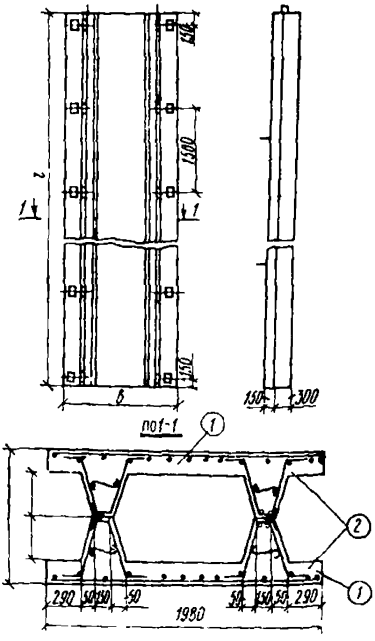


Рис. 32. Ребристые стеновые панели и блоки из них

1 — ребристая панель; 2 — стеновой блок

4.35. Сборные конструкции следует выполнять в виде стеновых панелей или стеновых блоков.

Конструкции стеновых панелей могут быть:

плоскими (рис. 29 и 30);

многопустотными (рис. 31);

ребристыми (рис. 32).

Плоские стеновые панели могут выполняться с постоянной или переменной по высоте толщиной.

С целью уменьшения веса панелей следует применять многопустотные панели, в которых пустоты образованы при помощи специальных пустотообразователей.

Ребристые панели должны выполняться с двумя продольными ребрами. В некоторых случаях возможно устройство вспомогательных поперечных ребер.

4.36. В случае, когда по расчету требуется толщина стен свыше 700 мм, целесообразно применение пустотных объемных блоков, образованных при укрупнительной сборке двух ребристых панелей (см. рис. 32). Панели соединяются между собой в объемный блок при помощи сварных рабочих стыков до погружения их в траншею.

4.37. Конструкции стыков между отдельными сборными элементами следует выполнять с учетом особенностей производства работ, в частности, ведения монтажа панелей под глинистой суспензией

Форма стыков должна обеспечивать возможность размещения приспособлений для безвыверочного монтажа стеновых панелей, а также возможность их сварки и заделки цементным раствором или бетоном.

В зависимости от принятой расчетной схемы сооружения возможно применение рабочего (равнопрочного со стеновыми панелями) или нерабочего стыка.

4.38. При конструировании рабочего стыка (рис. 33) рабочая арматура стыкуемых панелей должна соединяться равнопрочно. Для этого стык выполняется открытым, клинообразным. Рабочая арматура наружной и внутренней сетки соединяется с полосовой накладкой, выполненной в виде закладной части панели. Закладные части двух смежных панелей стыкуются между собой накладками.

Рабочие стыки заделываются изнутри сооружения по мере разработки грунта.

4.39. В нерабочих (конструктивных) стыках (рис. 34) арматуру не следует стыковать равнопрочно. Соединение таких сборных элементов необходимо производить при помощи шпоночных или плоских стыков с накладками.

4.40. Для облегчения монтажа стеновых панелей должны применяться жесткие направляющие. Направляющие выполняются двух типов: съемные (инвентарные) и не съемные (постоянные).

Съемные направляющие следует применять при стыках открытой формы, когда полость стыка достаточна для размещения направляющей. Применение съемных направляющих позволяет резко сократить расход металла.

Постоянные направляющие должны применяться при стыках с малой полостью. Их применение приводит к увеличению расхода металла, но снижает трудоемкость выполнения работ.

Съемные направляющие выполняются в виде шаблона любого симметричного сечения — двутавра, уголка трубы и т. д. и соединяются со сборным элементом при помощи фиксаторов-коротышей. Форма фиксаторов должна соответствовать форме направляющей. Сечение направляющей принимается таким, чтобы она беспрепятственно могла вводиться в фиксаторы и закрепляться в проектном положении (рис. 35).

Постоянные направляющие состоят из шаблона и фиксаторов и выполняются в виде накладных частей. Они привариваются к закладным частям панели перед ее установкой в проектное положение. При этом фиксаторы устанавливаются на задней (по направлению монтажа) грани монтируемого элемента, а шаблон—на передней грани (рис. 36).

4.41. Панели необходимо проектировать максимально возможных размеров по ширине с целью сокращения числа швов, однако масса панели, как правило, не должна превышать 20 т.

Ширину панелей рекомендуется назначать в пределах 150—350 см, толщину — в пределах 15—50 см. Толщина панелей берется на 6—10 см меньше ширины траншеи для облегчения монтажа и растекания тампонажного раствора.

Панели должны отвечать требованиям расчета как в стадии эксплуатации, так и в стадии возведения. Расчет панелей в стадии возведения производится на усилия, возникающие от собственного веса при изготовлении, подъеме в горизонтальном положении за строповочные петли, переводе из горизонтального в вертикальное положение, а также при складировании.

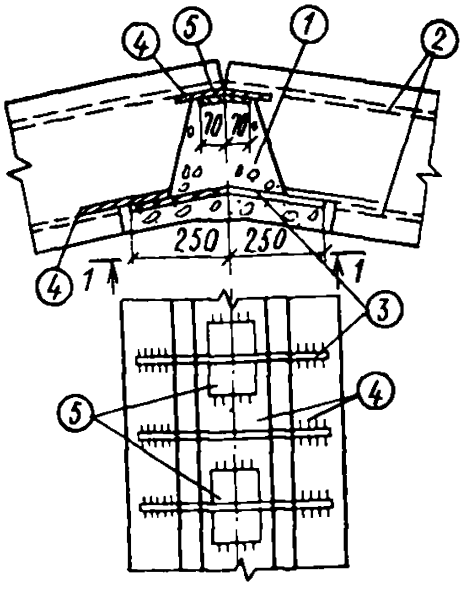


Рис. 33. Конструкция рабочего стыка

1 — торкрет; *2* — рабочая арматура; *3* — арматурные стержни; *4* — закладные детали; *5* — накладки

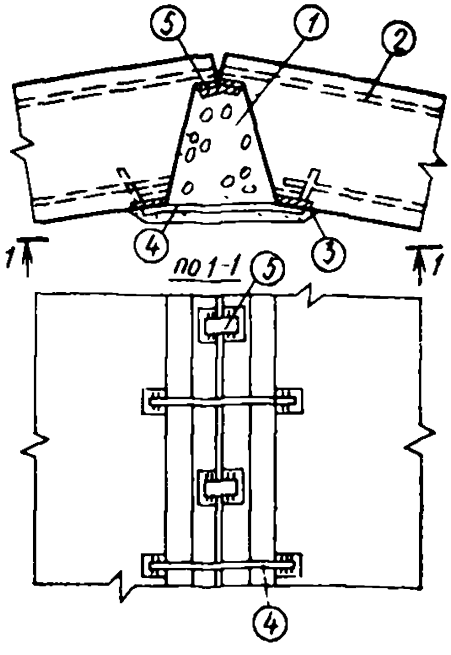


Рис. 34. Конструкция нерабочего стыка

1 — торкрет; *2* — рабочая арматура; *3* — закладные детали; *4* — арматурные стержни; *5* — накладки

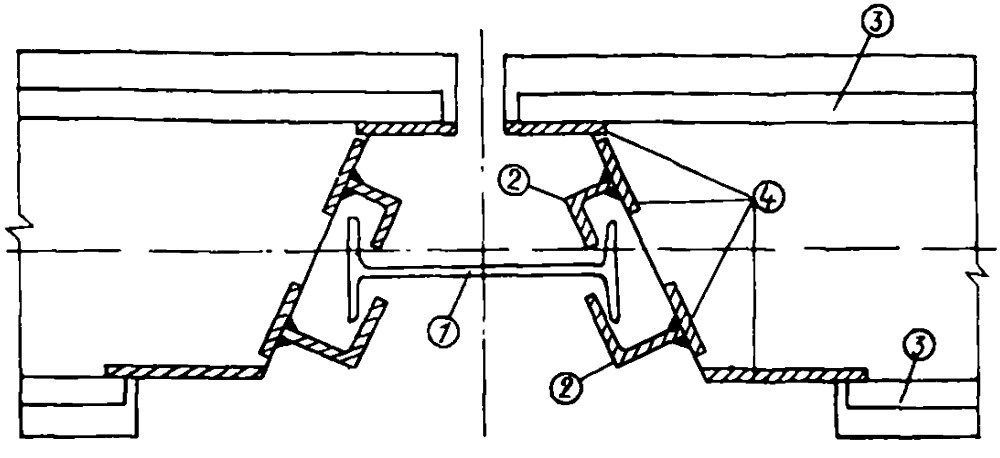
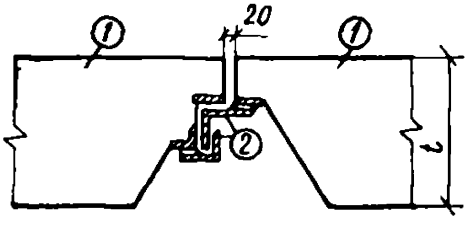


Рис. 35. Съемная (инвентарная) направляющая

1 — инвентарная направляющая; *2* — накладные детали; *3* — арматурные стержни; *4* — закладные детали

Рис. 36. Стационарная направляющая

1 — сборный элемент; *2* — стационарные направляющие; *t* — толщина сборного элемента



При необходимости в панелях оставляются отверстия для установки анкеров.

4.42(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.

4.43. В некоторых случаях рекомендуется устраивать стены сооружений смешанной конструкции. В верхней части, на глубину подземных помещений, устраивать стены из сборных панелей, а ниже днища до водоупора — из монолитного тощего бетона. Эта часть стены будет выполнять роль противофильтрационной завесы и служить основанием стены из сборных панелей. Прочность бетона, укладываемого в нижнюю часть траншеи, должна быть не выше 50 кг/см², и обладать противофильтрационными свойствами, что достигается добавками бентонитовых глин. Сборные элементы должны быть заглублены в бетонную, монолитную часть сооружения не менее чем на 50 см.

4.44(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 соответствующие стыковые соединения, штрабы и выпуски арматуры по аналогии с применяемыми в рабочих стыках бетонирования монолитных стен [рис. 37(7)].

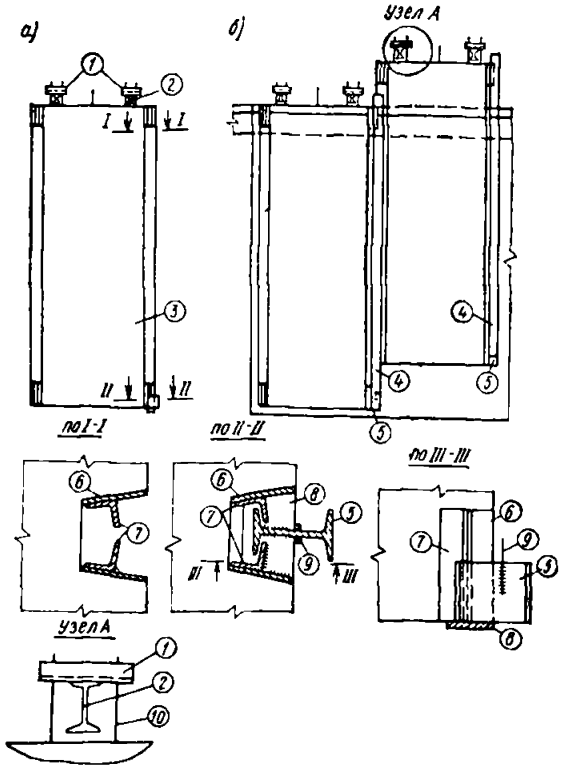


Рис. 37(7). Конструкция стыкового узла панелей

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

4.45. Для сопряжения ограждающих стен с днищем, внутренними стенами и перегородками в стеновых панелях предусматривается устройство штраб или соответствующих закладных частей и выпусков арматуры.

4.46. Для обеспечения проектного положения панелей при их опускании в траншею они подвешиваются на форшахте с помощью ба-

лок из двутавров, которые заводятся в петли, приваренные к верхнему торцу панели.

При проектировании панелей должны быть указаны размеры петель по высоте и номер двутавра, увязанные с отметкой верха форшахты, что должно гарантировать точность положения закладных деталей по высоте стены.

Закладные детали для присоединения внутренних конструкций привариваются к армокаркасу панели так, чтобы их наружная поверхность была заподлицо с бетонной поверхностью панели.

Выпуски арматуры, мешающие установке панелей в траншею, на период монтажа загибают вплотную к панелям. Загибаемые выпуски арматуры должны выполняться из горячекатаной круглой стали класса А-I.

Конструкция закладных частей стыков должна быть такой, чтобы при монтаже не происходило разгибания их элементов и выколов бетона.

Закладные части и соединительные накладки стыков следует выполнять из горячекатаной полосовой, угловой и фасонной стали марки Ст3. Диаметр арматурных стержней, к которым привариваются закладные части, должен быть не меньше 8 мм.

4.47(4.16). Стыки между панелями и пространство между панелями и стенами траншеи должны заполняться тампонажными материалами, вид и состав которых следует назначать из условий обеспечения требуемой прочности и водонепроницаемости.

4.48. Заполнение пазух между панелями и грунтовыми стенками траншеи может производиться либо тампонажными растворами, либо с внутренней стороны сыпучим материалом, а с наружной тампонажным раствором.

4.49. Тампонажным материалом может служить специальный цементно-глинисто-песчаный раствор, который должен отвечать следующим требованиям:

находиться в жидком состоянии и быть удобоукладываемым в период всего времени заполнения траншеи и установки панелей на длину захватки;

в период схватывания быть пластичным;

после твердения иметь прочность не менее прочности окружающего грунта, обеспечивающую надежное опирание панелей на грунт и передачу давления грунта на стенку сооружения;

легко сниматься с фасадной стороны стены сооружения после выемки грунта из котлована.

4.50(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 нестандартизованных конструкций — в соответствии с требованиями технических условий на их изготовление.

4.51. Высота отдельных панелей, из которых набирается стена, должна определяться проектной глубиной стены и возможностью транспортировки и монтажа панелей в траншеях. Как правило, высота стеновых панелей не должна превышать 12 м.

Ширина стеновых панелей определяется исходя из:

максимальной грузоподъемности монтажно-транспортного оборудования;

величины проемов в панелях;

транспортных габаритов.

Ширина панели должна приниматься не менее двойной ширины проема. Как правило, ширина панели должна быть кратной длине монтируемой захватки.

4.52(4.18). Анкеры для крепления ограждений котлованов и стен подземных сооружений должны предусматриваться с целью обеспечения их устойчивости и уменьшения величин изгибающих моментов.

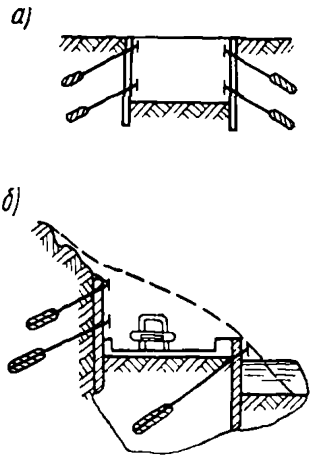


Рис. 38. Примеры применения анкеров для крепления стен заглубленных помещений (а) и подпорных стен (б)

4.53. Применение анкеров позволяет использовать экономичные конструкции креплений ограждения котлованов, стен заглубленных помещений, укрепления откосов и т. д. (рис. 38), создает свободное пространство для производства работ, позволяет при неоднородном напластовании грунтов передавать усилия на более прочные грунты.

Анкеры устанавливаются в один или несколько ярусов. Число ярусов, число анкеров в каждом ярусе, нагрузка на анкер должны определяться в зависимости от высоты ограждений или стен подземных сооружений, геологических условий строительной площадки и конструкции анкера.

4.54(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.

4.55(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, комуфлетированием, с помощью инъекции;

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

по сроку службы — временные и постоянные.

4.56. Временные анкеры предназначены для временного использования (как правило не более двух лет) и исключаемые из работы на весь срок службы постоянной конструкции.

Постоянные анкеры предназначены для работы в течение всего срока службы постоянной конструкции (как правило, более двух лет).

4.57(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.

4.58(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 $45°+\frac{\varphi_1}{2}$ (φ_1 — угол внутреннего трения грунта).

4.59. Антикоррозионная защита должна быть предусмотрена также для временных анкеров, когда минимальный диаметр отдельных прутков меньше 8 мм.

4.60. Буровые анкеры могут быть применены в разнообразных грунтовых условиях, в том числе при неоднородном напластовании грунтов с прослойками твердых включений.

Инъекционные анкеры применяются преимущественно в песчаных грунтах, анкеры с разбуренным уширением — в глинистых. Анкеры цилиндрические и с камуфлетным уширением используются в песчаных и глинистых грунтах.

4.61. Инъекционные анкеры. Несущая способность анкера обеспечивается закрепленным грунтовым массивом в рабочей зоне, длина которой составляет 4—6 м.

Для закрепления грунта в нижнюю часть скважины под давлением подается цементный раствор. Для предотвращения утечки раствора верхнюю часть анкера отделяют от рабочей зоны пробкой.

4.62. Анкеры с разбуренным уширением разделяются на имеющие уширитель, входящий в конструкцию анкера, и анкеры с уширением разбуренным инвентарным расширителем, присоединенным к нижнему звену бурильных труб. Первые анкеры применяются преимущественно в песчаных грунтах, вторые — в глинистых.

После проходки скважины разбуривается необходимое уширение, в которое для образования анкерного массива в зону заделки нагнетается цементно-песчаный раствор.

4.63. Устройство **цилиндрических анкеров** осуществляется проходкой скважин (в неустойчивых грунтах под защитой обсадных труб), с последующим нагнетанием цементно-песчаного раствора в зону заделки анкера.

4.46. Конструкция постоянных анкеров должна обеспечивать надежность их работы в течение всего срока службы сооружения.

Особенностью конструкции постоянных анкеров по сравнению с временными является наличие антикоррозионной защиты.

Антикоррозионная защита должна быть стойкой к химическим веществам, растворенным в воде, бактериям, блуждающим токам, а также к механическим воздействиям, возникающим в процессе транспортировки и монтажа анкеров. Она должна быть эластичной, чтобы деформироваться вместе с анкерной тягой во время натяжения и работы анкера.

4.65. Анкерные тяги могут быть изготовлены из стержневой, проволочной, прядевой и канатной арматуры.

При проектировании грунтовых анкеров под нагрузку до 70 тс следует применять стержневую арматуру класса А-III, А-IV и А-V.

При нагрузках больше 70 тс рекомендуется использовать анкерные тяги из проволочной, прядевой и канатной арматуры, изготавливаемых из высокопрочной проволоки классов В-II, $В_р$-III.

4.66. При проектировании анкеров следует предусмотреть уплотняющие устройства в устье скважины (отверстия в стенке, днище),

препятствующие проникновению напорных грунтовых вод в котлован.

4.67. В проекте анкеров должны быть предусмотрены мероприятия по организации наблюдений за осадками и перемещениями анкеруемой конструкции в процессе строительства и эксплуатации.

ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ЗАВЕСЫ

4.68(4.23). Противофильтрационные завесы, устраиваемые способом «стена в грунте», в зависимости от метода сооружения и материала заполнения подразделяется на:

а) свайные (в виде пересекающихся буровых свай);

б) секционные траншейные;

в) непрерывные траншейные;

г) тонкие бестраншейные.

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.

4.69. Разделение конструкций противофильтрационных завес на свайные, траншейные (секционные и непрерывные) и тонкие бестраншейные обусловлено, главным образом, технологическими особенностями оборудования, используемого для разработки грунта при сооружении завес.

Свайные завесы сооружают с использованием буровых станков (ударных или вращательных) общего назначения, буровой инструмент которых в необходимых случаях приспосабливают для осуществления промывки глинистым раствором. Диаметр буровых свай принимается порядка 600—800 мм.

Траншейные завесы сооружают с использованием специализированных ковшовых и бурофрезерных агрегатов или землеройных машин общего назначения (драглайны, обратные лопаты). Разработка грунта должна выполняться путем устройства непрерывной траншеи или стыкующихся секций (захваток). Ширина траншей в зависимости от характеристик используемого оборудования принимается в пределах 500—1000 мм (для специализированного оборудования), до 2000—2500 см (для землеройных машин общего назначения). Непрерывная траншея при заполнении может быть разделена на секции, и завеса в этом случае по конструктивным признакам относится к секционной. Необходимость разделения траншеи на секции или возможность непрерывного ее заполнения обусловлена свойствами материала заполнения, главным образом его способностью удерживать откос в траншее.

4.70(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 40—50 см);

б) секционные траншейные и непрерывные траншейные 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 траншейные с нетвердеющим материалом запол-

нения — в связных и несвязных грунтах без крупнообломочных включений (при глубине завес до 30 м);

г) тонкие бестраншейные с твердеющим материалом заполнения — в несвязных грунтах без крупнообломочных включений (при глубине завес до 15 м).

4.71. Область применения различных конструкций завес обусловливается в первую очередь техническими характеристиками оборудования, используемого для разработки грунта при сооружении завес.

В грунтах с крупнообломочными включениями — валунами, глыбами, крупной галькой — эффективно может быть применено только ударно-механическое бурение. Это предопределяет свайную конструкцию завесы (при соответствующей модернизации ударно-механического бурового станка возможно сооружение секционной траншейной завесы). Возможная глубина бурения ударно-механическим станком может превышать указанную величину 40—50 м, однако глубина завесы ограничивается этой величиной по условию гарантированной стыковки свай или секций траншеи. По грунтовым условиям, а также в связи с низкой по сравнению с другими способами разработки грунта производительностью ударно-механического бурения и необходимостью применения твердеющего заполнителя (бетон или глиноцементный раствор), свайная конструкция завес является наиболее дорогостоящей.

Область применения секционных и непрерывных траншейных завес определяется как техническими характеристиками оборудования для разработки грунта, так и назначением противофильтрационных завес. Для завес постоянного назначения, особенно при больших величинах действующего на них напора и большой глубине завес (до 40—50 м), предусматривается заполнение твердеющими материалами (бетон, глино-цементный раствор), обладающими высокой устойчивостью к фильтрационным деформациям. При малых величинах действующего напора, меньшей глубине завес (до 30 м) и преимущественно для завес временного назначения предусматривается заполнение нетвердеющими материалами (комовая глина, заглинизированный грунт). Эти ограничения обусловлены меньшей устойчивостью нетвердеющих материалов заполнения к фильтрационным деформациям и недостаточной освоенностью технологии заполнения этими материалами траншей большой глубины. Траншейные конструкции завес имеют меньшую стоимость по сравнению со свайными, причем применение нетвердеющих материалов заполнения сокращает стоимость по сравнению с вариантами применения твердеющих материалов заполнения.

4.72(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.

4.73. Глубина противофильтрационной завесы является одним из основных параметров, определяющих эффективность воздействия завесы на фильтрационный поток. В зависимости от назначения завесы ее эффективность может выражаться в сокращении расхода фильтрационного потока или в уменьшении его напоров. По обоим

этим признакам наиболее эффективна совершенная завеса, полностью пересекающая водоносный слой. При очень малой водопроницаемости тела завесы (коэффициент фильтрации материала заполнения порядка 10^{-3}—10^{-4} м/сут и менее) совершенная завеса практически полностью останавливает фильтрационный поток и принимает на себя полный его напор. В этом случае следует учитывать, что силовое воздействие гидростатического напора на завесу будет максимальным, т. е. необходимо оценить напряженно-деформируемое состояние завесы.

Несовершенная завеса, пересекающая водоносный слой не на полную его глубину, имеет значительно меньшую эффективность, чем совершенная, как по сокращению расхода фильтрационного потока, так и по уменьшению напоров. Тем не менее в определенных гидрогеологических условиях устройство несовершенной завесы может быть целесообразным. К таким условиям относятся, например, неоднородные водоносные толщи, имеющие в своем составе слои с резко отличающейся водопроницаемостью. В таких условиях пересечение завесой наиболее водопроницаемых слоев может дать существенный эффект, величина которого (уменьшение расхода или напоров) зависит от конкретных условий объекта и должна определяться фильтрационным расчетом.

4.74(4.2). При назначении глубины противофильтрационной завесы, выполняемой способом «стена в грунте», следует учитывать возможность образования в траншее (скважинах) грунтово-глинистого осадка.

4.75. Осадок может образовываться в траншее в процессе ее разработки в результате осаждения в глинистом растворе частиц грунта, расслаивания глинистого раствора, отдельных вывалов грунта.

Грунтово-глинистый осадок может иметь достаточно низкую водопроницаемость, удовлетворяющую требованиям к завесе, но по своей консистенции может быть неустойчивым к фильтрационным деформациям.

В зависимости от условий работы завесы и свойств осадка (величина градиента напора на нижней части завесы, характеристики пористости вмещающего грунта, фильтрационная устойчивость материала осадка) либо может быть допущено оставление осадка в теле завесы, либо должны быть предусмотрены меры по его удалению или исключению влияния на работу завесы. В частности, при заглублении завесы в водоупорный слой может быть рассмотрена возможность оставления глиногрунтового осадка в теле завесы ниже поверхности водоупора.

4.76(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.

4.77. Длина захваток (секций) траншей, заполняемых за один прием твердеющим материалом, назначается, как правило, в пределах 3—6 м. При подаче заполнителя (бетон, глиноцементный раствор) в траншею он вытесняет глинистый раствор снизу вверх. При этом на контакте заполнителя и глинистого раствора образуется переходная зона, представляющая собой неупорядоченную смесь этих компонентов. В случае длительного перерыва, превышающего срок схватывания заполнителя, переходная зона также теряет подвижность

и при возобновлении подачи заполнителя не может быть им вытеснена, в результате чего образуется горизонтальный шов, представляющий собой зону материала со свойствами, не отвечающими требованиям к завесе.

Для предотвращения возможности образования горизонтальных швов подача заполнителя должна производиться непрерывно, а объем захватки (секции) должен быть увязан с производительностью подачи и сроками схватывания материала заполнителя таким образом, чтобы общая длительность заполнения не превышала срока схватывания.

4.78(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. 39 (8).

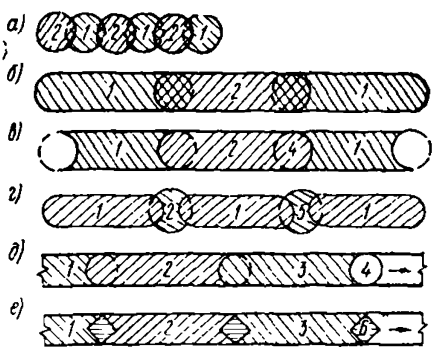


Рис. 39(8). Схемы сопряжения захваток противофильтрационных завес с твердеющим материалом заполнения

а — пересекающиеся сваи; *б* — пересекающиеся траншейные захватки; *в* — соединяющиеся траншеи с временными разделительными шаблонами (ограничителями); *г* — отдельные траншейные захватки, пересекающиеся буронабивными сваями; *д* — непрерывные траншеи с временными разделительными шаблонами (ограничителями); *е* — непрерывные траншеи с постоянными разделительными шаблонами (ограничителями); *1, 2, 3* — очередность заполнения противофильтрационных завес; *4* — временный разделительный шаблон (ограничитель); *5* — разделительная буронабивная свая; *6* — постоянный разделительный шаблон (ограничитель)

4.79. Для свайной конструкции завесы размер взаимного пересечения свай назначается в зависимости от глубины завесы и действующего на нее напора. При большой глубине завесы в связи с возможностью отклонения скважин (свай) от заданного направления, а также при большом действующем на завесу напоре взаимное пересечение свай должно быть наибольшим, расстояние между центрами контактирующих свай первой и второй очередей следует принимать 0,7—0,8 диаметра свай. При малых величинах глубины завесы и действующего на нее напора расстояние между центрами контактирующих свай должно быть увеличено до 0,8—1 диаметра свай.

Расчетная толщина свайной завесы, назначаемая в соответствии с величиной действующего на нее градиента напора, принимается по наименьшей толщине на стыке свай. При этом допускается, основываясь на экспериментальных данных, учитывать увеличение диаметра скважин за счет поперечных колебаний бурового инструмента, а также противофильтрационный эффект заглинизированной зоны вмещающего грунта.

Для секционных траншейных завес по условию равнопрочности конструкции взаимное пересечение захваток принимается, как правило, равным толщине завесы. С целью экономии затрат более предпочтителен вариант применения временных разделительных шабло-

нов, выполняемых из труб, внешний диаметр которых равен ширине траншеи. Трубы должны устанавливаться у торцов захватки первой очереди перед ее заполнением и извлекаться после схватывания материала заполнения. Затем производится разработка и заполнение захватки второй очереди. Этот вариант возможен при небольшой глубине завесы (до 15—20 м), так как с увеличением глубины затрудняется извлечение разделительного шаблона.

Сопряжение захваток траншей буровыми сваями должно удовлетворять требованиям, указанным для свайных завес. При этом последовательность выполнения элементов завесы может быть такой, как показано на рис. 39 (8) (в первую очередь сооружаются захватки траншей и во вторую — сваи), либо обратной. В последнем случае возможна следующая последовательность операций: бурение скважины, разработка примыкающей к ней захватки траншеи, совместное их заполнение, затем бурение следующей скважины и разработка захватки траншеи с пересечением ею предыдущей скважины, в которой к этому моменту материал заполнения должен набрать достаточную для стыковки прочность. Этот вариант целесообразен по технологическим условиям, при которых скважина используется для первоначального размещения рабочего органа агрегата, разрабатывающего захватку траншеи.

При разработке непрерывной траншеи разделение ее на секции предусматривается с использованием шаблонов, выполняемых, например, из труб или железобетонных свай. При небольшой глубине завесы шаблоны могут предусматриваться извлекаемыми, причем последовательность операций заполнения секций траншеи должна обеспечивать плотное заполнение пространства, остающегося после извлечения шаблона. При большой глубине завесы извлечение шаблонов затруднительно и в связи с этим они могут предусматриваться неизвлекаемыми.

4.80(4.29). Сопряжения противофильтрационных завес с другими сооружениями (инъекционными завесами, земляными 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.

4.81.(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.

4.82. При назначении глубины врезки противофильтрационной завесы в слой водоупора следует иметь в виду, что зона водоупорного слоя вблизи контакта его с водоносным слоем может быть ослаблена, а поверхность контакта может иметь неровные очертания. Врезка завесы в водоупор должна пересекать ослабленную его зону и гарантировать повсеместное примыкание завесы к водоупорному грунту с достаточными противофильтрационными свойствами (рис. 40).

4.83(4.31). Тонкие бестраншейные противофильтрационные завесы, образуемые с помощью вибропогружения и последующего виброизвлечения инвентарной металлической конструкции с одновремен-

ным заполнением образуемой полости твердеющим материалом заполнения (например, глиноцементным раствором), следует проектировать (с учетом характеристик грунтов, в которых устраивается противофильтрационная завеса) толщиной 10—20 см.

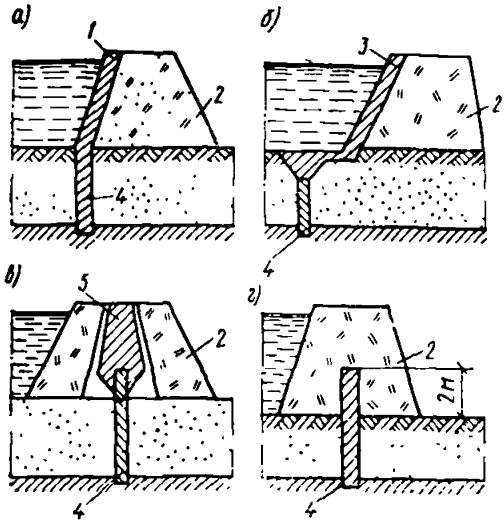


Рис. 40. Сопряжение завесы с земляным сооружением

а, б, в — земляные сооружения из сильно водопроницаемых грунтов; *г* — то же, из слабо проницаемых грунтов; *1* — экран; *2* — земляное сооружение; *3* — экран с понуром; *4* — завеса; *5* — ядро

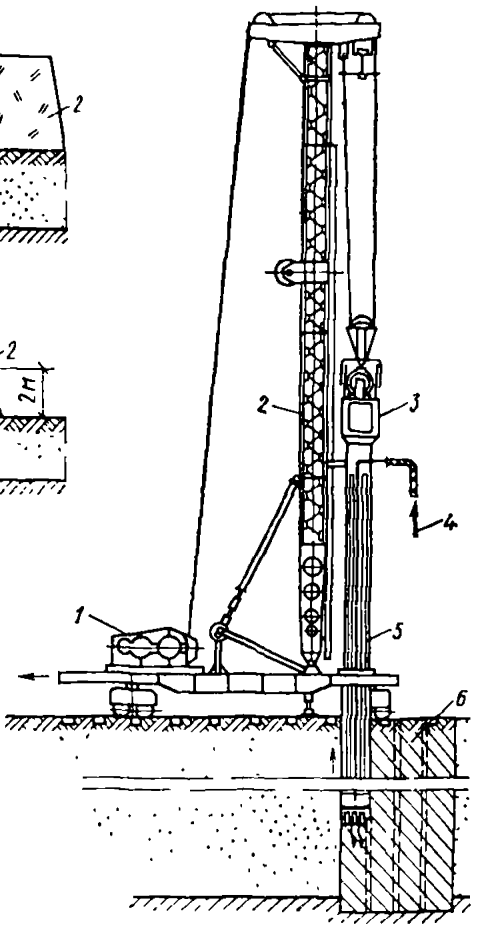


Рис. 41. Схема установки для сооружения тонких бестраншейных стенок

1 — лебедка; *2* — копер; *3* — вибропогружатель; *4* — подача раствора; *5* — погружаемый элемент; *6* — готовая стенка

4.84. Тонкая бестраншейная завеса имеет толщину, обусловленную формой погружаемого элемента. Последний выполняется из стальной двутавровой балки (например, шириной 600 мм с полками 200 мм), снабженной на нижнем торце ромбовидным наконечником с отверстиями и входящими в него инъекционными трубами. На верхнем торце погружаемого элемента крепятся вибропогружатель и захват, обеспечивающий вертикальное перемещение элемента по направляющей на стойке копра (рис. 41). Погружение и извлечение элемента производится при неподвижном копре с подачей глиноцементного раствора в инъекционные трубы. После извлечения элемента копер перемещается вдоль завесы на расстояние, обеспечивающее перекрытие предыдущей захватки на величину около 10 см и вновь производится погружение и извлечение элемента. В результате образуется завеса неравномерной толщины: минимально около 10 см с выступами шириной около 20 см в местах прохождения полок дву-

таврового элемента. Толщина и форма завесы зависят также от свойств грунта: в несвязных грунтах может происходить смешение—глиноцементного раствора с грунтом в зоне активной его вибрации, в результате чего завеса приобретает бо́льшую толщину.

Область применения тонких бестраншейных завес обусловлена возможностями вибропогружения металлического элемента. Она охватывает песчаные и неплотные глинистые грунты, при глубине завес ориентировочно до 15 м. Допустимая глубина вибропогружения в конкретных грунтовых условиях, а также в зависимости от характеристик применяемого оборудования (мощность вибропогружателя, размеры погружаемого элемента и др.) устанавливается экспериментальным путем.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Формулы для определения f_{ij} и f'_{ij}

$$f_{ij} = -\ln|1-\rho^2| - \rho\int_0^\infty f_1(t)\,dt, \text{ при } i \neq j;$$

$$f_{ij} = 2\rho_1 \ln\frac{8\rho_1^2+2\rho_1-1}{8\rho_1^2-2\rho_1-1} + \ln\left(4\rho_1^2-1\right) -$$

$$-\frac{1}{2}\ln\left(16\rho_1^2-1\right) + \rho_1\int_0^\infty f_2(t)\,dt, \text{ при } i=j;$$

$$f'_{ij} = \frac{1}{v_j^{(2)}}\left[\frac{2\rho}{1-\rho^2} - \int_0^\infty f_3(t)\,dt\right],$$

где $f_1(t) = \left[\left(1+\frac{1+t^2}{\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}}\right)t\cos\delta t + \right.$

$$\left. + \left(1-\frac{1+t^2}{\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}}\right)\sin\delta t\right]\frac{\operatorname{th}\frac{\pi t}{2}}{M\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}};$$

$$f_2(t) = \left[\left(1+\frac{1+t^2}{\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}}\right)(\sin\delta_2 t - \sin\delta_1 t) + \right.$$

$$+\frac{1}{t}\left(1-\frac{1+t^2}{\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}}\right)(\cos\delta_2 t-\cos\delta_1 t)\Bigg]\frac{\operatorname{th}\frac{\pi t}{2}}{M\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}};$$

$$f_3(t)=\left\{2t\cos\delta t-\left[t^2-1+\frac{(1+t^2)^2}{\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}}\right]\sin\delta t\right\}\frac{\operatorname{th}\frac{\pi t}{2}}{M\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}};$$

$$M=1+\frac{1}{\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}}\left[2(t^2-1)+\frac{(1+t^2)^2}{\operatorname{ch}^2\frac{\pi t}{2}}\right];$$

$$\delta=\ln\rho;$$

$$\delta_1=\ln\left(1+\frac{1}{2\rho_1}\right);$$

$$\delta_2=\ln\left(1-\frac{1}{2\rho_1}\right);$$

$$\rho=\begin{cases}\dfrac{i}{j}, & \text{если } 1\leqslant(i \text{ и } j)\leqslant k;\\ \dfrac{m+1-i}{m+1-j} & \text{» } k+1\leqslant(i \text{ и } j)\leqslant m;\\ \dfrac{3k}{j} & \text{» } i=l+1,\ i=l+3, \text{ при } 1\leqslant j\leqslant k;\\ \dfrac{3k-W}{m+1-j} & \text{» } i=l+2 \text{ и } i=l+4, \text{ при } k+1\leqslant j\leqslant m;\end{cases}$$

$$\rho_1=\begin{cases}i, & \text{если } 1\leqslant i\leqslant k;\\ m+1-i, & \text{если } k+1\leqslant i\leqslant m;\end{cases}$$

$$v_j^{(2)}\begin{cases}j & \text{если } i=l+3, \text{ при } 1\leqslant j\leqslant k;\\ m+1-j & \text{» } i=l+4, \text{ » } k+1\leqslant j\leqslant m.\end{cases}$$

Значения $f_{r,v}$

Значения, r	Значения v					
	1	2	3	4	5	6
1	0,298	0,070	0,005	—0,002	—0,003	—0,003
2	—2,260	1,096	0,255	0,070	0,022	0,005
3	—3,688	—1,108	1,519	0,435	0,160	0,070
4	—4,664	—2,260	—0,531	1,813	0,595	0,260
5	—5,415	—3,059	—1,557	—0,155	2,039	0,736
6	—6,028	—3,688	—2,260	—1,108	—0,122	2,223
7	—6,545	—4,213	—2,816	—1,752	—0,783	0,342
8	—6,993	—4,664	—3,281	—2,260	—1,388	—0,531
9	—7,387	—5,061	—3,688	—2,687	—1,862	—1,108
10	—7,739	—5,415	—4,047	—3,059	—2,260	—1,557
11	—8,056	—5,736	—4,370	—3,390	—2,607	—1,933
12	—8,346	—6,028	—4,664	—3,688	—2,916	—2,260
13	—8,611	—6,296	—4,934	—3,961	—3,195	—2,552
14	—8,856	—6,545	—5,183	—4,213	—3,452	—2,816
15	—9,083	—6,776	—5,415	—4,446	—3,688	—3,059
16	—9,295	—6,993	—5,632	—4,664	—3,909	—3,283
17	—9,493	—7,195	—5,836	—4,869	—4,115	—3,492
18	—9,679	—7,387	—6,028	—5,061	—4,308	—3,688
54	—12,934	—10,967	—9,679	—8,736	—7,995	—7,387
53	—12,887	—10,909	—9,618	—8,674	—7,933	—7,324
52	—12,839	—10,850	—9,556	—8,611	—7,869	—7,260
51	—12,789	—10,789	—9,493	—8,547	—7,805	—7,195
50	—12,738	—10,727	—9,428	—8,481	—7,739	—7,129
49	—12,685	—10,664	—9,362	—8,414	—7,671	—7,062
48	—12,631	—10,599	—9,295	—8,346	—7,602	—6,993
47	—12,575	—10,553	—9,276	—8,276	—7,532	—6,922
46	—12,518	—10,465	—9,155	—8,204	—7,460	—6,850
45	—12,459	—10,395	—9,083	—8,131	—7,387	—6,776
44	—12,398	—10,324	—9,009	—8,056	—7,312	—6,701
43	—12,335	—10,251	—8,933	—7,980	—7,235	—6,624
42	—12,270	—10,176	—8,856	—7,901	—7,156	—6,545
41	—12,202	—10,098	—8,776	—7,821	—7,075	—
40	—12,133	—10,019	—8,695	—7,739	—	—
39	—12,061	—9,938	—8,611	—	—	—
38	—11,987	—9,854	—	—	—	—
37	—11,910	—	—	—	—	—

Продолжение прил. 2

Значения, r	Значения v					
	7	8	9	10	11	12
1	—0,002	—0,001	—0,001	—0,001	—0,000	—0,000
2	—0,000	—0,002	—0,003	—0,003	—0,003	—0,003
3	0,032	0,014	0,006	0,001	—0,001	—0,002
4	0,129	0,070	0,039	0,022	0,011	0,005
5	0,347	0,192	0,113	0,070	0,044	0,027
6	0,860	0,435	0,255	0,160	0,104	0,070
7	2,378	0,972	0,518	0,317	0,207	0,141
8	0,523	2,512	1,072	0,595	0,377	0,255
9	—0,327	0,676	2,630	1,164	0,667	0,435
10	—0,882	—0,155	0,810	2,736	1,248	0,736
11	—1,312	—0,693	—0,006	0,928	2,832	1,326
12	—1,671	—1,108	—0,531	0,122	1,034	2,919
13	—1,982	—1,453	—0,934	—0,391	0,238	1,129
14	—2,260	—1,752	—1,268	—0,783	—0,266	0,342
15	—2,512	—2,019	—1,557	—1,108	—0,650	—0,155
16	—2,743	—2,260	—1,814	—1,388	—0,967	—0,531
17	—2,957	—2,482	—2,047	—1,637	—1,240	—0,841
18	—3,157	—2,687	—2,260	—1,862	—1,482	—1,108

Продолжение прил. 2

Значения, r	Значения v					
	7	8	9	10	11	12
54	—6,871	—6,423	—6,028	—5,674	—5,354	—5,061
53	—6,808	—6,360	—5,965	—5,611	—5,291	—4,998
52	—6,744	—6,296	—5,901	—5,547	—5,227	—4,934
51	—6,679	—6,231	—5,836	—5,482	—5,162	—4,869
50	—6,613	—6,165	—5,769	—5,415	—5,095	—4,802
49	—6,545	—6,097	—5,702	—5,348	—5,027	—4,734
48	—6,476	—6,028	—5,632	—5,278	—4,957	—4,664
47	—6,405	—5,957	—5,562	—5,207	—4,887	—
46	—6,333	—5,885	—5,489	—5,135	—	—
45	—6,259	—5,811	—5,415	—	—	—
44	—6,184	—5,736	—	—	—	—
43	—6,107	—	—	—	—	—
42	—	—	—	—	—	—
41	—	—	—	—	—	—
40	—	—	—	—	—	—
39	—	—	—	—	—	—
38	—	—	—	—	—	—
37	—	—	—	—	—	—

Продолжение прил. 2

Значения, r	Значения v					
	13	14	15	16	17	18
1	0	0	0	0	0	0
2	—0,002	—0,002	—0,002	—0,001	—0,001	—0,001
3	—0,003	—0,003	—0,003	—0,003	—0,003	—0,003
4	0,001	0	—0,001	—0,002	—0,003	—0,003
5	0,017	0,010	0,005	0,002	0,000	—0,001
6	0,047	0,032	0,022	0,014	0,009	0,005
7	0,098	0,070	0,050	0,036	0,026	0,018
8	0,179	0,129	0,094	0,070	0,052	0,039
9	0,302	0,217	0,160	0,120	0,091	0,070
10	0,491	0,347	0,255	0,192	0,146	0,113
11	0,800	0,544	0,392	0,292	0,223	0,173
12	1,398	0,860	0,595	0,435	0,329	0,255
13	2,999	1,466	0,917	0,644	0,477	0,365
14	1,217	3,073	1,529	0,972	0,691	0,518
15	0,436	1,297	3,142	1,589	1,023	0,736
16	—0,054	0,523	1,372	3,207	1,645	1,072
17	—0,424	0,038	0,602	1,441	3,267	1,698
18	—0,728	—0,327	0,122	0,676	1,506	3,325
54	—4,792	—4,542	—4,308	—4,090	—3,883	—3,688
53	—4,728	—4,478	—4,245	—4,026	—3,820	—
52	—4,664	—4,414	—4,180	—3,961	—	—
51	—4,599	—4,348	—4,115	—	—	—
50	—4,532	—4,281	—	—	—	—
49	—4,464	—	—	—	—	—
48	—	—	—	—	—	—
47	—	—	—	—	—	—
46	—	—	—	—	—	—
45	—	—	—	—	—	—
44	—	—	—	—	—	—
43	—	—	—	—	—	—
42	—	—	—	—	—	—
41	—	—	—	—	—	—
40	—	—	—	—	—	—
39	—	—	—	—	—	—
38	—	—	—	—	—	—
37	—	—	—	—	—	—

Значения f'_{rv}

Значения	Значения v					
	1	2	3	4	5	6
54	—0,063	—0,062	—0,062	—0.062	—0,062	—0,062
53	—0,064	—0,063	—0,063	—0,063	—0,063	—0,063
52	—0,065	—0,065	—0,064	—0,064	—0,064	—0,064
51	—0,067	—0,066	—0,066	—0,065	—0,065	—0,065
50	—0,068	—0,067	—0,067	—0,067	—0,067	—0,067
49	—0,069	—0,068	—0,068	—0,068	—0,068	—0,068
48	—0,071	—0,070	—0,070	—0,070	—0,070	—0,069
47	—0,072	—0,071	—0,071	—0,071	—0,071	—0,071
46	—0,074	—0,073	—0,073	—0,073	—0,073	—0,073
45	—0,075	—0,075	—0,074	—0,074	—0,074	—0,074
44	—0,077	—0,077	—0,076	—0,076	—0,076	—0,076
43	—0,079	—0,078	—0,078	—0,078	—0,078	—0,078
42	—0,081	—0,080	—0,080	—0,080	—0,080	—0,079
41	—0,083	—0,082	—0,082	—0,081	—0,081	—
40	—0,085	—0,084	—0,084	—0,084	—	—
39	—0,087	—0,086	—0,086	—	—	—
38	—0,089	—0,088	—	—	—	—
37	—0,091	—	—	—	—	—

Продолжение прил. 3

Значения r	Значения v					
	7	8	9	10	11	12
54	—0,062	—0,062	—0,062	—0,062	—0,062	—0,062
53	—0,063	—0,063	—0,063	—0,063	—0,063	—0,063
52	—0,064	—0,064	—0,064	—0,064	—0,064	—0,064
51	—0,065	—0,065	—0,065	—0,065	—0,065	—0,066
50	—0,067	—0,067	—0,067	—0,067	—0,067	—0,067
49	—0,068	—0,068	—0,068	—0,068	—0,068	—0,068
48	—0,069	—0,069	—0,070	—0,070	—0,070	—0,070
47	—0,071	—0,071	—0,071	—0,071	—0,071	—
46	—0,073	—0,073	—0,073	—0,073	—	—
45	—0,074	—0,074	—0,074	—	—	—
44	—0,076	—0,076	—	—	—	—
43	—0,078	—	—	—	—	—
42	—	—	—	—	—	—
41	—	—	—	—	—	—
40	—	—	—	—	—	—
39	—	—	—	—	—	—
38	—	—	—	—	—	—
37	—	—	—	—	—	—

Значения r	Значения v					
	13	14	15	16	17	18
54	—0,062	—0,062	—0,062	—0,062	—0,063	—0,063
53	—0,063	—0,063	—0,063	—0,064	—0,064	—
52	—0,064	—0,065	—0,065	—0,065	—	—
51	—0,066	—0,066	—0,066	—	—	—
50	—0,067	—0,067	—	—	—	—
49	—0,068	—	—	—	—	—
48	—	—	—	—	—	—
47	—	—	—	—	—	—
46	—	—	—	—	—	—
45	—	—	—	—	—	—
44	—	—	—	—	—	—
43	—	—	—	—	—	—
42	—	—	—	—	—	—
41	—	—	—	—	—	—
40	—	—	—	—	—	—
39	—	—	—	—	—	—
38	—	—	—	—	—	—
37	—	—	—	—	—	—

Примечание. v, r — расстояния в долях C от вершины четвертьплоскости до точки приложения силы и до точки, где определяется перемещение четвертьплоскости, соответственно:
$v=j$, если $1 \leqslant j \leqslant k$;
$v=m+1-j$, если $k+1 \leqslant j \leqslant m$;
$r=i$ и $r=3k$ » $1 \leqslant i \leqslant k$;
$r=m+1-i$ и $r=3k-w$, если $k+1 \leqslant i \leqslant m$.

НИИОСП им. Н. М. Герсеванова

Руководство
по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте»

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией *Г. А. Жигачева*
Редактор *С. В. Беликина*
Мл. редакторы *Л. М. Климова, Л. Н. Козлова*
Технические редакторы *Ю. Л. Циханкова, И. В. Панова*
Корректоры *Г. А. Кравченко, Н. П. Чугунова*

Сдано в набор 26.VIII 1977 г. Подписано к печати 5.XII 1977 г. Т-21121
Формат 84×108¹/₃₂ д. л. Бумага типографская № 2. 6,72 усл. печ. л. (уч.-изд. 8,76 л.). Тираж 20 000 экз. Изд. № XII—7285. Зак. № 270. Цена 45 коп.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

gost.e-ecolog.ru