ВЫСШЕЕ ГОРНОЕ ОБРАЗОВАНИЕ

ШАХТНОЕ И ПОДЗЕМНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

2-е издание,
переработанное и дополненное

Допущено Министерством образования Российской Федерации в качестве учебника для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки бакалавров и магистров "Горное дело" и по специальности "Шахтное и подземное строительство" направления подготовки дипломированных специалистов "Горное дело"

ТОМ
II

Москва
ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ ГОРНЫХ НАУК
2001

ББК 33.15
Ш11
УДК 624.1

Авторы:
Б.А. Картозия, Б.И. Федунец, М.Н. Шуплик, Ю.Н. Малышев, В.И. Смирнов, В.Г. Лернер, Ю.П. Рахманинов, В.К. Фисейский, В.И. Резуненко, В.И. Курносов, А.Н. Панкратенко, Е.Ю. Куликова

Рецензент —
проф., д-р техн. наук *Л.Г. Грабчак* (зав. кафедрой «Горное дело и проведение горно-разведочных выработок» МГГА)

Ш11 **Шахтное** и подземное строительство: Учеб. для вузов — 2-е изд., перераб. и доп.: В 2 т. / Б.А.Картозия, Б.И. Федунец, М.Н. Шуплик и др. — М.: Изд-во Академии горных наук, 2001. — Т. II. — 582 с.: илл.
ISBN 5-7892-0080-X

Описаны способы и технологии строительства подземных объектов, не связанных с добычей полезных ископаемых.

Помимо описания традиционных способов строительства тоннелей в различных горно-геологических условиях рассмотрены вопросы микрощитовой и бестраншейной технологии прокладки коммуникаций.

Систематизирован материал по проектированию подземных газонефтехранилищ.

Впервые в учебник включены специальные вопросы охраны окружающей среды при ведении горно-строительных работ; изложены методика и опыт использования геофизического метода контроля массива при строительстве подземных объектов.

Для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки бакалавров и магистров «Горное дело» и по специальности «Шахтное и подземное строительство» направления подготовки дипломированных специалистов «Горное дело».

ISBN 5-7892-0078-8
ISBN 5-7892-0080-X

© Коллектив авторов, 1999
© Коллектив авторов, 2001,
с изменениями и дополнениями

ПРЕДИСЛОВИЕ

Второй том учебника «Шахтное и подземное строительство» посвящен изучению способов и технологий строительства объектов, не связанных с добычей полезных ископаемых. Как и при подготовке первого тома, авторский коллектив не ставил перед собой задачу создать универсальную книгу, рассчитанную на самый широкий круг читателей. Практика показывает нецелесообразность такого подхода при написании учебников для студентов. Многоотраслевой характер подземного строительства и определенная ведомственная разобщенность, особенно при разработке нормативной документации, обусловили необходимость ограничиться изложением наиболее общих положений, которые в наименьшей степени подвержены отраслевому влиянию.

Более конкретные вопросы проектирования конструкций сооружений и разработки технологий горно-строительных работ в различных областях подземного строительства должны, по мнению авторов, изучаться с привлечением специальной научно-технической литературы и нормативных документов, отражающих специфику и практический опыт соответствующей отрасли. Для строительства подземных сооружений, не связанных с добычей полезных ископаемых, такая постановка вопроса особенно актуальна, так как зачастую решение одних и тех же конкретных задач проектирования и строительства тоннелей различного назначения (коммунальных, транспортных или гидротехнических) может базироваться на разных концептуальных подходах. Изложение этой специфики в рамках одного пусть даже значительного по объему учебника не имеет практического смысла. Во-первых, сроки реализации существующих образовательных программ не позволяют даже хорошо успевающим студентам освоить все многообразие способов и особенностей технологий ведения горно-строительных работ, а, во-вторых, студент как будущий проектировщик или производитель работ должен привыкать пользоваться нормативной документацией, регламентирующей принятие ответственных технических решений.

Во втором томе, помимо описания традиционных способов строительства тоннелей в различных горно-геологических условиях, в необходимом объеме изложены вопросы микрощитового и бестраншейного способов прокладки подземных коммуникаций.

В систематизированном виде рассмотрены вопросы проектирования строительства подземных газонефтехранилищ, получающих все более широкое распространение в мировой практике.

Достаточно полно изложены проблемы охраны окружающей среды при ведении горно-строительных работ. Второе издание учебника дополнено главой, посвященной геофизическому контролю состояния массива горных пород.

Таким образом, второй том учебника для студентов специальности «Шахтное и подземное строительство» содержит все необходимые компоненты, составляющие основы проектирования и строительства подземных сооружений различного функционального назначения.

Часть I ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ТОННЕЛЬНОГО И КАМЕРНОГО ТИПОВ

ГЛАВА 1 СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ОТКРЫТЫМ СПОСОБОМ

1.1. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

Котлованным принято называть способ работ, при котором конструкцию подземного сооружения возводят в предварительно вскрытом на полную глубину котловане. После монтажа конструкции подземного сооружения и устройства гидроизоляции осуществляют обратную засыпку котлована и восстанавливают дорожное покрытие или благоустраивают поверхность земли.

Форма и размеры котлованов в плане и их глубина зависят от формы и габаритов подземного сооружения, особенностей городской застройки и инженерно-геологических условий.

В зависимости от вышеназванных условий стены котлованов могут быть с естественными откосами (рис. 1.1, *а*), вертикальными стенами (рис. 1.1, *б*) и комбинированными (рис. 1.1, *в, г*).

Котлованы с естественными откосами применяют в устойчивых грунтах при наличии достаточно свободной городской территории. Крутизна склонов котлована определяется его глубиной и физико-механическими свойствами грунтов.

Котлованы с вертикальными стенами применяют при невозможности устройства котлованов с естественными откосами. Чаще всего такую конструкцию котлованов используют при строительстве подземных сооружений вблизи зданий в условиях плотной городской застройки.

Если позволяет планировка территории, то стены котлованов могут быть комбинированными (см. рис. 1.1, *в, г*). *Комбинированные стены* применяют для частичной разгрузки откосов и в том случае, если грунты по глубине котлована неоднородны. Такие конструкции позволяют уменьшить материалоемкость крепи котлованов.

Для крепления вертикальных стен котлованов, разрабатываемых в грунтах с естественной влажностью, чаще всего применяют *металли-*

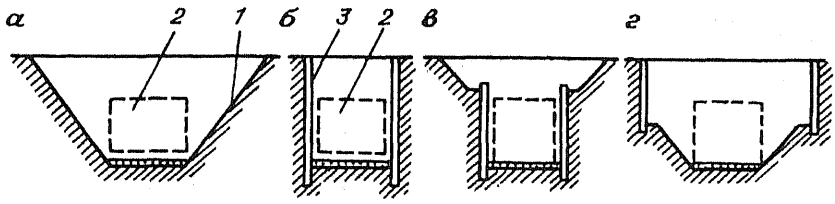


Рис. 1.1. Схемы конструкций котлованов:
1 — откос; *2* — тоннель; *3* — свая

ческие сваи. В качестве свай используют стальные балки двутаврового сечения № 30 — № 60 или трубы диаметром 200—400 мм. Кроме того, в качестве свай могут быть использованы железобетонные или бетонные (буронабивные) сваи.

Металлические сваи *3* (рис. 1.2) погружают вдоль котлована или траншеи на расстоянии 0,5—1,5 м одна от другой с заглублением ниже дна на 3—5 м. Пространство между сваями может быть закреплено с помощью деревянных досок *5* толщиной 5—7 см, железобетонных плит или путем нанесения покрытия в связных грунтах из набрызгбетона. Для придания устойчивости сваи распирают в зависимости от глубины котлована и интенсивности бокового давления одним или двумя рядами расстрелов *2*.

Для равномерного распределения усилий в местах опирания расстрелов к сваям прикрепляют продольные пояса *4* из швеллеров № 24 или № 26. При глубине траншей или котлованов менее 3—4 м возможно применение свай консольного типа. В котлованах глубиной более 10 м ставят два ряда расстрелов.

Расстрелы могут быть деревянные (из двух соединенных между собой бревен диаметром 20—30 см) или металлические различных сечений: швеллерные, состоящие из швеллеров № 30 или № 40 с накладками из

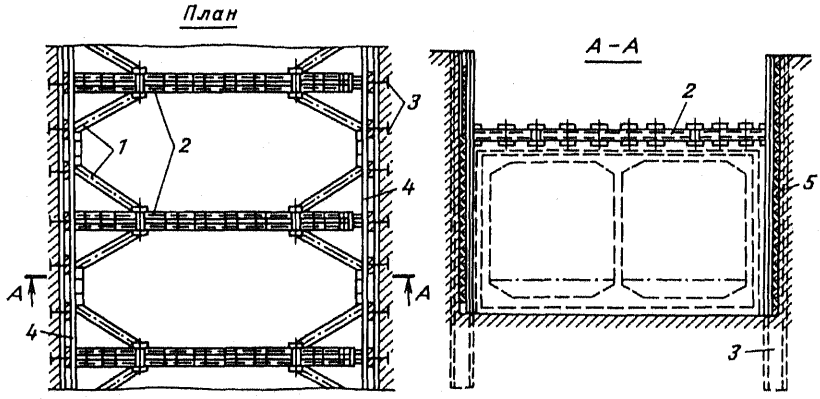


Рис. 1.2. Схема временной крепи котлованов

стальных листов через 0,8–1,2 м; трубчатые диаметром 15–20 см или в редких случаях в виде сквозных ферм.

На одном или двух концах расстрел имеет выдвижные части длиной 1,7 м из двух швеллеров, которые служат для раскрепления его на сваи посредством металлических клиньев и вкладышей. Давление грунта, воспринимаемое промежуточными сваями, передается на подкосы *1*. Расстояние между расстрелами в продольном направлении составляет обычно 3,6–4,5 м, но может быть увеличено до 10 м при условии усиления продольных поясов.

Если подземное сооружение возводят в котловане шириной более 20 м, можно применять промежуточные ряды свай, раскрепляемых распорной крепью.

Вышеприведенные конструкции весьма материалоемки. Так, в среднем на крепление котлована длиной 100 м при его глубине 6–7 м и ширине 8–10 м затрачивают 250–300 т металла и 60–70 м^3 обрезных досок. Причем, как показывает опыт, значительную часть этого металла и почти 100% досок не извлекают после завершения строительства.

В последнее время взамен систем крепления с применением расстрелов для удержания в проектном положении свай или шпунтов используют *анкерную крепь* (рис. 1.3).

Замковую часть анкеров (см. рис. 1.3, *а*) располагают за пределами возможной призмы обрушения. В качестве оттяжек, соединяющих часть анкера, находящуюся в грунте, с продольными поясами, применяют стальные трубы, стержни периодического профиля диаметром 18–20 мм, а также высокопрочную проволоку в виде пучков, прядей или канатов с пределом прочности на разрыв до 180 МПа. Предельное усилие, которое способен выдержать анкер со стержневыми оттяжками, составляет 150–500 кН, с трубчатыми — 300–1500 кН, с проволочными — 500–2500 кН.

Анкеры располагают по длине котлована через 3–5 м в один или несколько ярусов по высоте с углом наклона к горизонту $\alpha = 25 \div 30°$.

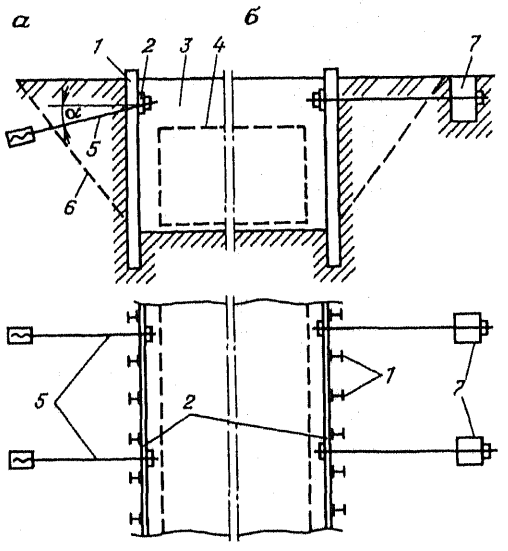


Рис. 1.3. Схемы крепления стен котлованов:
1 — сваи; *2* — пояса; *3* — котлован; *4* — контур подземного сооружения; *5* — анкеры; *6* — призма обрушения; *7* — маячные сваи

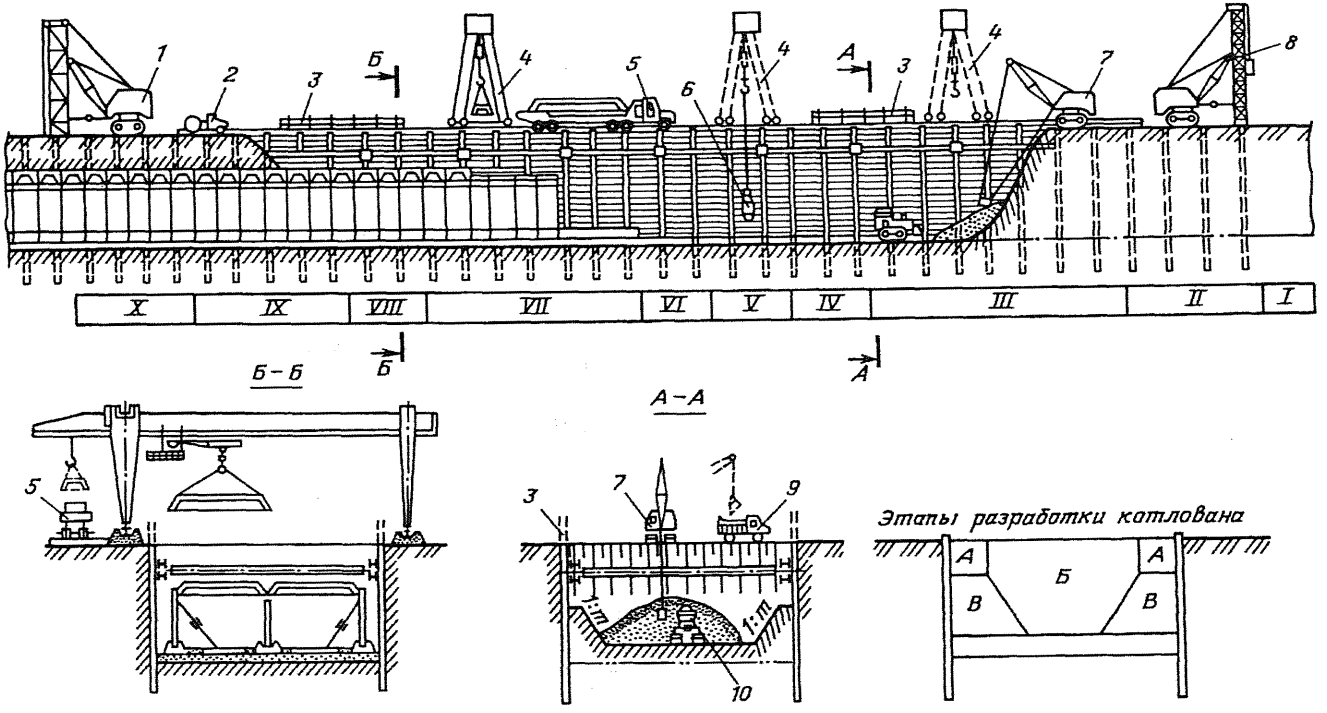


Рис. 1.4. Технологическая схема строительства тоннеля в котловане со свайной крепью (*I–X* — этапы работ):
1 — установка для извлечения свай; *2* — каток; *3* — ограждение котлована; *4* — козловые краны; *5* — трейлер; *6* — бадья для бетона; *7* — экскаватор; *8* — установка для забивки свай; *9* — автосамосвал; *10* — бульдозер

В некоторых случаях устраивают горизонтальные анкерные оттяжки (см. рис. 1.3, *б*). В таком случае их помещают в траншеях и закрепляют на специальных сваях или железобетонных массивах, которые располагают за возможной призмой обрушения.

Крепь котлованов и траншей можно удачно усовершенствовать путем возведения стен котлованов из монолитного или сборного железобетона способом стена в грунте особенно в сочетании с анкерной крепью.

Устройство котлованов с применением временной крепи включает следующие технологические операции (рис. 1.4): подготовительные работы (*I*), забивку свай (*II*), разработку грунта (*III*), планировку дна котлована (*IV*), устройство бетонной подготовки (*V*), гидроизоляцию лотка (*VI*), монтаж обделки (*VII*), гидроизоляцию стен и перекрытия (*VIII*), обратную засыпку конструкции и планировку (*IX*), извлечение свай (*X*).

В зависимости от последовательности выполнения вышеперечисленных операций различают *параллельную* и *последовательную* схемы осуществления работ.

В первом случае одновременно выполняют все технологические операции на различных участках. Такая схема организации работ возможна, если подземный объект имеет длину более 100—150 м.

Во втором случае каждую технологическую операцию выполняют после завершения предыдущей на всей длине объекта. Такую схему организации работ применяют при строительстве сравнительно коротких подземных объектов (менее 100—150 м) или при невозможности раскрытия широкого фронта работ.

При последовательной схеме ведения работ сокращается длина технологического участка, уменьшается потребность в рабочей силе, однако несколько замедляется скорость строительства.

Независимо от принятой схемы организации работ основные технологические операции выполняют аналогичным образом.

При строительстве подземных сооружений в городских условиях к подготовительным работам относят: перекладку подземных коммуникаций, мероприятия по обеспечению сохранности зданий, фундаменты которых расположены в зоне обрушения котлована, устройство водоотводных канав или отвалообразований, предохраняющих котлован от затопления ливневыми дождями или талыми водами. Для установки свайного ограждения вдоль бровок будущего котлована вскрывают контрольные траншеи глубиной до 1,5—2 м и шириной 0,5—0,8 м для выявления мест расположения подземных коммуникаций.

Металлические сваи забивают молотами, вибропогружателями, дизель-молотами. Вибропогружателями и вибромолотами обычно оснащают краны-экскаваторы, имеющие большую маневренность. Реже в качестве базовой машины применяют копровые установки. Молот для забивки свай выбирают по методике, изложенной в СНиП III—9—74 «Основания и фундаменты».

Расстояние от места забивки свай до расположения действующих коммуникаций (газопровод, водопровод, канализация и т. д.) должно составлять не менее 3 м, а в зимний период — не менее 5 м.

При значительном (на 1 м и более) сезонном промерзании грунта целесообразно перед забивкой свай предусмотреть бурение лидерных скважин на глубину промерзания.

В некоторых случаях во избежание шума и вибрации, сопровождающих забивку свай, их устанавливают в заранее пробуренные скважины, закрепляя в донной части (до уровня дна котлована) бетоном. Пространство между стенками скважины и сваей засыпают песком.

При применении в качестве крепления стен котлованов железобетонных буровых свай вначале с шагом 1,5—1,8 м бурят скважины и устанавливают в них стальные трубы диаметром около 1 м. Затем в трубы опускают арматурные каркасы и укладывают бетонную смесь. По мере укладки бетона обсадные трубы извлекают. С помощью специальных вкладышей в железобетонных сваях оставляют вертикальные каналы, которые служат направляющими для затяжки. В качестве затяжки могут быть использованы деревянные доски и сборные железобетонные панели.

Для разработки грунта с естественными откосами обычно используют экскаваторы с ковшом вместимостью 0,5—1 м^3 и бульдозеры. Преимущественно применяют экскаваторы, оборудованные драглайнами. При небольшой глубине котлованов могут быть использованы экскаваторы с прямой лопатой. Угол откоса котлованов зависит от физико-механических свойств грунтов. Обычно он составляет 35—45°.

Разрабатываемый грунт отсыпают в отвал или грузят в автосамосвалы.

В первом случае грунт вначале отсыпают в наиболее удаленные места отвала с постепенным приближением к бровке откоса траншеи. В местах пересечения котлована с подземными коммуникациями следует оставлять перемычки, разработку которых осуществляют вручную.

При небольшой ширине котлована, соответствующей радиусу черпания экскаватора, разработку грунта можно осуществлять за два прохода экскаватора вдоль оси траншеи или с предварительной нарезкой траншеи бульдозером.

При разработке котлованов экскаваторами по зигзагу, когда радиус их черпания не позволяет разрабатывать грунт по всей ширине котлована с одной стоянки, выемку грунта осуществляют с двух стоянок: с первой — разрабатывают основную часть траншеи с отсыпкой в наиболее удаленное место отвала, со второй — оставшуюся часть с отсыпкой в отвал, приближающийся к бровке откоса котлована.

При необходимости разработки широких котлованов в два прохода экскаватора с дополнительным перемещением грунта из временного отвала в постоянный работу разделяют на три операции: первая заключается в разработке части грунта котлована во временный отвал; вторая — в перемещении грунта экскаватором из временного отвала в постоянный и третья — в разработке оставшейся части грунта котлована экскаватором в постоянный отвал. Длина заходки при этом не должна превышать 25 м.

Отвал следует размещать с нагорной стороны котлована для перехвата поверхностных вод.

При устройстве котлована с вертикальными стенами его ширину принимают на 0,3—0,5 м больше ширины возводимого сооружения на случай отклонения свай при забивке (погружении) и для того, чтобы при их извлечении не повредить обделку тоннеля. При сборной обделке полное уширение котлована может доходить до 2,2—2,4 м по условию устройства гидроизоляции.

При малой глубине котлованов (не более 10 м) грунт разрабатывают сразу до проектной отметки с помощью экскаваторов, которые устанавливают на поверхности земли. При этом выемку грунта следует вести от середины котлована к бортам с оставлением у свай берм шириной не менее 1 м. Грунт непосредственно у свай срезают и перемещают в зону действия экскаватора с помощью бульдозеров, находящихся на дне котлована.

Разработанный грунт грузят в автосамосвалы и часть его вывозят в отвал, а часть используют для обратной засыпки котлована. При большой глубине котлованов грунт разрабатывают отдельными ярусами. В этом случае автосамосвалы, для которых в определенных местах устраивают съезды, загружают в котловане.

При незначительном притоке подземных вод в процессе разработки грунта выполняют открытый водоотлив насосами, установленными на поверхности земли или в котловане. Одновременно с разработкой грунта осуществляют тщательное крепление стен котлована досками, заводимыми за полки свай. Дощатая крепь должна быть плотно расклинена между грунтом и сваями и не должна иметь щелей.

После разработки котлована на определенную глубину по обеим его сторонам между сваями устанавливают продольные горизонтальные связи в виде поясов из швеллерных или двутавровых балок, которые распирают поперечными расстрелами или удерживают анкерами. Монтаж балок поясов и расстрелов осуществляют стреловыми гусеничными или колесными кранами, установленными на бровке котлована, или козловыми кранами.

При анкерном креплении после установки обвязочных поясов под заданным углом к горизонту бурят скважины, в которые помещают трубы, стержни или пучки высокопрочной проволоки, заделывая их по всей длине или только в донной части скважины.

После этого осуществляют натяжение анкеров и закрепление их на поясах при помощи накладной анкерной плиты и фиксирующей гайки. Натяжение анкерных оттяжек осуществляют отдельными ступенями по 20—30% расчетного усилия с выдержкой времени между ними. Конечное усилие, равное 1,3—1,5 расчетного, выдерживают в течение часа. В процессе натяжения анкеров, а также после их закрепления регистрируют усилия натяжения анкерных оттяжек и выявляют их возможное снижение за счет податливости грунта.

После раскрепления свайного ограждения котлован разрабатывают до проектной отметки и осуществляют зачистку его дна с помощью бульдозеров.

Подземное сооружение чаще всего выполняют из сборных элементов или из объемных секций и секций замкнутого сечения, реже — из монолитного железобетона.

Работы по возведению конструкции при свайном креплении котлована выполняют в следующей последовательности. После разработки и зачистки котлована в его основание укладывают слой бетона толщиной 10 см — так называемую подготовку, затем устраивают стяжку, т. е. на подготовку наносят слой раствора толщиной 4 см, хорошо выровненный и заглаженный. Одновременно с устройством подготовки вдоль боковых стен котлована возводят защитные стенки для гидроизоляции. Они могут быть возведены из асбоцементных листов толщиной 10—12 мм, кирпича, шлакоблоков, железобетонных плит толщиной 3 см, армированных двумя сетками из проволоки диаметром 5—6 мм.

Защитные стены из железобетонных плит возводят следующим образом. Вначале на расстоянии 0,5—0,7 м от стен котлована и 1—1,5 м друг от друга устанавливают стойки, которые связывают между собой досками и раскрепляют распорками, устанавливаемыми по высоте стен. К стойкам прибивают обрешетку из досок толщиной 2,5 и шириной 20 см, к которой крепят железобетонные плиты размерами 120 × 60 × 4 см. Обшивку обрешетки плитами осуществляют снизу вверх, начиная со дна котлована. Поверхность плит в местах, где имеются неровности, а также швы между плитами заполняют цементным раствором и тщательно выравнивают. После устройства подготовки и возведения защитной стенки приступают к гидроизоляционным работам. Для этого по подготовке дна котлована и по всей высоте защитных стенок наносят в два слоя гидроизоляционный материал, главным образом на резинобитумной основе (бризол, изол). После окончания изоляционных работ в лотке для предотвращения повреждения изоляции укладывают защитный слой из цементного раствора толщиной 2—3 см и приступают к монтажу обделки. Вначале укладывают лотковые блоки, затем стеновые. После выверки правильности установки лотковых и стеновых блоков стыки между ними бетонируют с предварительной сваркой выпускной арматуры. До укладки плит перекрытия на опорную поверхность стеновых блоков наносят слой цементного раствора, обеспечивающий плотную посадку плит на стены. Зазор между стеновыми блоками и гидроизоляционной стенкой заливают цементным раствором. Монтаж сборной обделки осуществляют при помощи стреловых или козловых кранов.

Возведение обделки из сборного железобетона в котловане с естественными откосами имеет некоторые особенности. До монтажа обделки проводят гидроизоляцию лотка и возводят защитную стенку высотой 1 м. После монтажа обделки ее оклеивают гидроизоляционным материалом. Обратную засыпку котлована ведут по мере изоляции обделки одновременно с обеих сторон. Несоблюдение этого правила может привести к сдвижению конструкции тоннеля относительно проектной оси.

При возведении цельносекционной обделки последовательность работ следующая: устройство подготовки, монтаж секций с помощью кранов, гидроизоляция стыков.

Готовую конструкцию засыпают грунтом. За стены отсыпают песчаный грунт слоями 20—30 см, поливают водой и уплотняют. Засыпку за стены подземного сооружения следует осуществлять одновременно с двух сторон во избежание одностороннего бокового давления грунта. На перекрытие грунт отсыпают слоями 50—60 см, уплотняя его послойно.

После засыпки грунта за стены подземного сооружения демонтируют расстрелы, пояса обвязки и извлекают сваи.

В последнюю очередь выполняют отделочные и монтажные работы в подземном сооружении, осуществляют восстановительные работы на поверхности и ликвидируют строительную площадку.

1.2. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ (ТРАНШЕЙНЫЙ СПОСОБ)

Траншейным (рис. 1.5) называют способ работ, при котором сначала в узких траншеях возводят стены подземного объекта (тоннеля, камеры), а затем вскрывают поверхность земли на всю ширину (иногда на всей площади) подземного объекта, устраивают перекрытие и осуществляют обратную засыпку котлована. Затем под защитой перекрытия разрабатывают породу в центральной части и возводят бетонную подушку.

Траншейный способ применяют в условиях плотной городской застройки под узкими улицами с целью быстрейшего восстановления движения городского транспорта.

Основными технологическими операциями при траншейном способе являются: прокладка траншей, монтаж основных несущих элементов подземного сооружения, разработка грунта внутри подземного сооружения.

Прокладку траншей и монтаж основных несущих элементов подземного сооружения в последние годы осуществляют в основном способом стена в грунте. Сущность способа заключается в том, что вначале по контуру на всю глубину заложения сооружения в грунте отрывают траншею шириной 0,4—1 м. Для удержания стенок от обрушения траншею по мере выемки из нее грунта заполняют высокотиксотропным глинистым раствором. Тиксотропный глинистый раствор, имея низкую вязкость и высокую глинизирующую способность, проникает в грунт и коль-

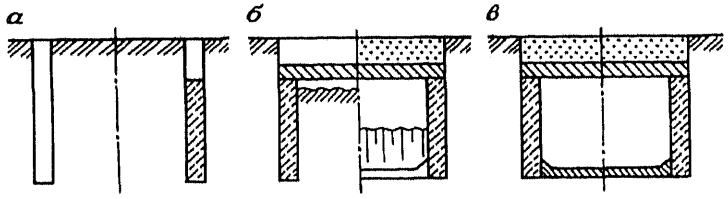


Рис. 1.5. Последовательность работ при траншейном способе:
а — возведение стен; *б* — устройство перекрытия; *в* — готовое подземное сооружение

матирует стенки траншеи, образуя на их поверхности тонкую (0,5—30 мм) и достаточно плотную и прочную корку. Наличие такой корки предотвращает избыточную фильтрацию глинистого раствора в грунтовый массив и удерживает от обрушения стенки траншеи. Глинистая корка является также своеобразным экраном, обеспечивающим передачу на грунт статического и динамического давлений глинистого раствора. Для устойчивости траншейных стен необходимо, чтобы давление глинистого раствора превышало активное давление грунта и воды. Из этого условия находят требуемую плотность глинистого раствора, которая обычно колеблется в пределах 1,05—1,2 г/см^3. После того как траншея будет отрыта на проектную глубину, глинистый раствор заменяют постоянной крепью. Под защитой возведенных стен в дальнейшем разрабатывают грунт внутри сооружения. В этом случае предварительно возведенная в грунте постоянная крепь чаще всего играет роль грузонесущей конструкции подземного сооружения.

Постоянная крепь по контуру подземного сооружения при использовании этого способа может быть выполнена из монолитного железобетона (бетона) или из сборного железобетона.

Конструктивно монолитная железобетонная (бетонная) крепь по периметру подземного сооружения может быть выполнена из стыкующихся между собой буронабивных свай или отдельных отрезков траншей.

Стены из секущихся буронабивных свай (рис. 1.6) изготавливают в два этапа. На первом этапе выбуривают скважины нечетных номеров 1, 3, 5 и так далее, которые заполняют монолитным бетоном. Расстояние между скважинами-сваями принимают меньше их диаметра. После затвердения бетона в скважинах на втором этапе изготавливают сваи четных номеров таким образом, чтобы бетон соседних свай был подрезан. Сваи, изготовленные на втором этапе, армируют. Для бетонирования ис-

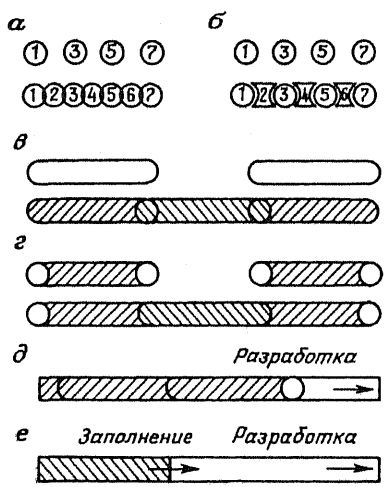


Рис. 1.6. Последовательность образования стены в грунте при помощи:
а — секущихся свай; *б* — касающихся свай; *в* — пересекающихся отрезков стен траншей; *г* — касающихся стен траншей; *д* — секций, создаваемых в непрерывно разрабатываемой траншее с непрерывным заполнением; *е* — непрерывно разрабатываемой траншеи с непрерывным заполнением; *1, 3, 5, 7* — скважины (траншеи) первой очереди разработки; *2, 4, 6* — то же, второй очереди разработки

пользуют медленносхватывающийся цемент (шлакопортланд-цемент или цемент со специальными добавками). Диаметр свай колеблется от 500 до 1300 мм и определяется расчетами.

При возведении стен в грунте из отрезков траншей работы ведут в отдельных секциях (захватках) длиной 3—6 м последовательно или в шахматном порядке, что зависит от принятого оборудования и условий проведения работ. Способом стена в грунте можно возводить подземные сооружения как с прямолинейным, так и криволинейным контуром.

Как показал опыт, применение способа стена в грунте наиболее эффективно в сложных гидрогеологических условиях: при наличии высокого уровня грунтовых вод и водоупора на практически достижимой глубине, а также при устройстве подземных помещений и ограждений котлованов в городских условиях вблизи существующих зданий.

Применяемое в настоящее время оборудование позволяет разрабатывать траншеи глубиной до 40 м. При глубине траншеи менее 8 м применение способа стена в грунте обычно не дает существенных технико-экономических преимуществ и в практике строительства не встречается. При определении глубины стены в грунте следует учитывать необходимость ее заглубления в водоупор. Величину заглубления принимают равной: 0,5—1 м в плотной скале, 0,75—1,5 м в мергеле и плотной глине, 1,5—2 м в пластических суглинках и глинах.

Применение способа стена в грунте ограничено при крупнообломочных грунтах с незаполненными пустотами между отдельными камнями, когда исключена возможность образования экрана на стенках траншеи, и при наличии в разрабатываемом грунте твердых включений, размеры которых более 1/3 ширины ковша машины. Если траншею разрабатывают бурофрезерными машинами, то допустимая величина этих включений определяется возможностью их транспортирования эрлифтом, наличием текучих илов и плывунных грунтов, залегающих у поверхности земли.

Затруднено применение указанного способа в грунтах, имеющих большие коэффициенты фильтрации (большие скорости движения подземных вод), при которых имеют место значительные утечки глинистого раствора, исключающие возможность образования экрана на стенках траншеи, а также при наличии подземных вод с напором, превышающим гидростатическое давление в траншее, в результате чего она работает как дренажная выработка.

Для устройства стен в грунте используют общестроительные и специализированные машины.

К *общестроительным машинам* относят экскаваторы с прямой и обратной лопатой, драглайны, буровые станки ударного и вращательного действия.

Специализированные машины, предназначенные только для отрывки траншей, подразделяют на буровые, бурофрезерные (роторные и фрезерные) и ковшовые. Оборудование для устройства стен в грунте выбирают в два этапа. На первом этапе отбирают землеройные машины по техническим характеристикам с учетом габаритов траншей, формы и размеров подземного сооружения в плане, а также геологических и гидро-

геологических условий. На втором этапе отбор оборудования обосновывают технико-экономическими расчетами.

Успех применения способа стена в грунте во многом зависит от качества глинистого раствора. Глинистый раствор служит для:

• удержания стенок траншей и скважин от обрушения на период их проведения и возведения в них строительных конструкций. Для этого необходимо в каждой точке на стенке траншеи создать гидростатическое давление раствора, превышающее активное давление грунта и грунтовых вод;

• укрепления поверхностного слоя грунта на стенках траншей и скважин путем создания водонепроницаемого экрана, состоящего из заглинизированного грунта и глинистой корки, и создания на стенках траншей кольматационного слоя, состоящего из грунта и глины и способного настолько уменьшить фильтрацию воды в окружающую породу, чтобы за время проведения работ кривая депрессии фильтрационного потока из траншеи в окружающую породу, поднимаясь, не достигла своего критического положения, при котором наступает обрушение стенок траншеи;

• использования его в качестве рабочей жидкости, транспортирующей взвешенные породные частицы (при проходке с применением гидротранспортирования разрабатываемой породы).

Для выполнения этих функций глинистый раствор должен иметь следующие параметры: суточный отстой (водоотделение) и стабильность, характеризующие его устойчивость против расслаивания, соответственно не более 4% и не более 0,02 г/см^3 (по прибору ЦС-1 или ЦС-2); содержание песка, характеризующее степень загрязненности раствора, — до 4% (по ОМ-2); водоотдачу, характеризующую способность отдавать воду влагоемким породам, — не более 30 см^3 за 30 мин (по прибору ВМ-6); статическое напряжение сдвига, характеризующее прочность структуры и тиксотропность раствора, — 1—5 Па через 10 мин после его перемешивания (по прибору СНС); плотность 1,05—1,15 г/см^3 при использовании бентонитовых глин и 1,15—1,3 г/см^3 при использовании других глин, причем предпочтение следует отдавать растворам, имеющим минимальную плотность при соблюдении остальных параметров в указанных выше пределах. Для получения данных параметров растворы обрабатывают химическими реагентами (кальцинированная сода, полифосфаты, фтористый натрий и др.).

Глинистый раствор приготавливают из бентонитовых или обычных местных комовых глин и полученных из них на заводах глинопорошков. Пригодность глины для приготовления глинистых растворов определяется следующими показателями ее качества:

Плотность, кг/м^3	1900—2100
Число пластичности	0,2
Гранулометрический состав, %:	
песчаных частиц размером 1—0,5 мм	Не более 10
глинистых частиц размером:	
менее 0,005 мм	Не менее 30—40
менее 0,001 мм	Не менее 10
Набухание, %	Не менее 15—20
Влажность на пределе раскатывания, %	Не менее 25

При наличии в глине небольшого числа частиц размерами более 2 мм их необходимо удалять во время приготовления глинистого раствора.

При выборе глины руководствуются экономическими соображениями, гидрогеологическими условиями строительной площадки и требованиями водонепроницаемости сооружений. Состав раствора подбирают в лаборатории и испытывают на строительной площадке.

Количество глинистого раствора, м^3, которое можно приготовить из 1 т глины, называют выходом раствора и определяют по формуле

$$P = \frac{(\rho_г - \rho_в)(1 - \omega)}{\rho_г (\rho_р - \rho_в)},$$

где $\rho_г$, $\rho_в$, $\rho_р$ — плотность соответственно глины, воды и глинистого раствора, т/м^3; ω — естественная влажность глины, доли ед.

В качестве утяжелителя можно применять барит, гематит, магнетит и колошниковую пыль с плотностью в руде 3,6—4,6 т/м^3, а в чистом виде — 4,3—5,28 т/м^3. Количество утяжелителя, добавляемого в раствор, т,

$$Q = \frac{\rho_у (\rho_р' - \rho_р)}{\rho_у - \rho_р'},$$

где $\rho_у$ — плотность утяжелителя, т/м^3; $\rho_р'$ — требуемая плотность раствора после утяжеления, т/м^3.

Для приготовления глинистого раствора, его хранения и подачи в траншею при проведении последней, откачки зашламованного раствора из траншеи на поверхность, его очистки от грунта и загрязняющих примесей на строительной площадке устраивают глинистое хозяйство.

В состав глинистого хозяйства входят смесители для приготовления глинистого раствора; передвижные и стационарные емкости для его хранения в количествах, необходимых для бесперебойного проведения траншей; трубопроводы и лотки для перекачки раствора и выполнения технологических операций; оборудование для перекачки раствора (насосы, эрлифты и элеваторы); установки для очистки зашламованного раствора; склады, погрузочно-разгрузочные и растарочные установки для комовой глины и глинопорошка.

Глинистый раствор из глинопорошка в растворомешалке приготавливают следующим образом. Сначала засыпают половину требуемого количества глинопорошка, заливают водой и перемешивают в течение 10—15 мин, после чего добавляют оставшийся глинопорошок и снова тщательно перемешивают его в течение 10—15 мин. Химические добавки, регулирующие свойства растворов, вводят в виде водного раствора или в сухом состоянии.

Глинистый раствор из комовой глины приготавливают в глиномешалках в следующем порядке. Сначала в глиномешалку заливают воду в количестве, необходимом для получения глинистого раствора заданной плотности, затем небольшими порциями при постоянном перемешивании

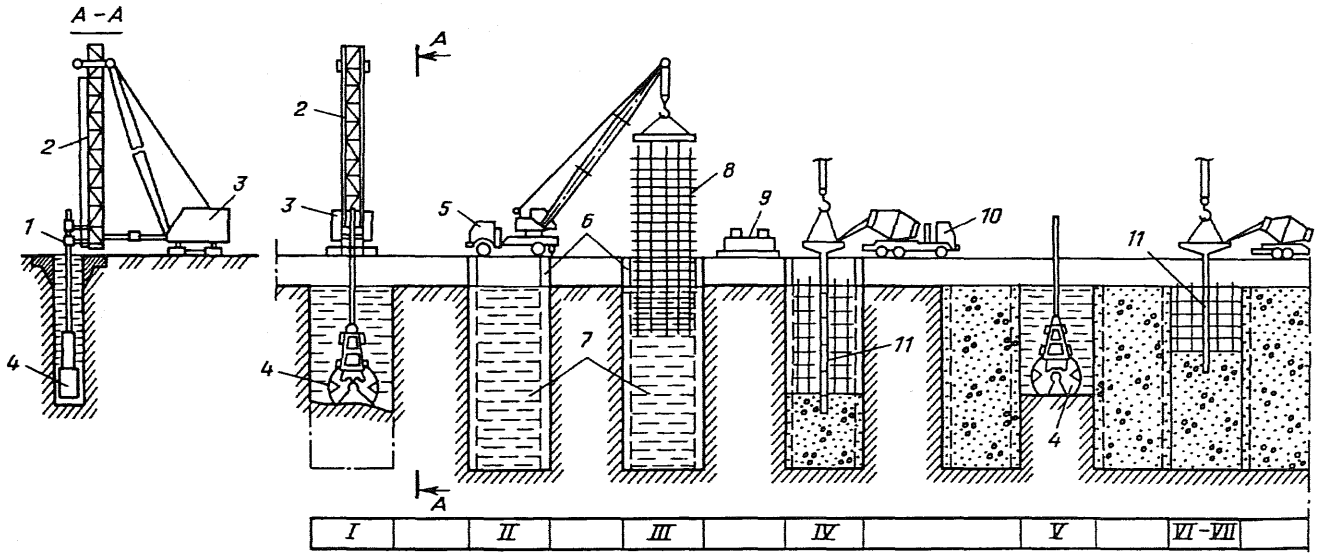


Рис 1.7. Технологическая схема возведения стен подземного сооружения в траншеях под глинистым раствором:
1 — напорная штанга; *2* — копровая стойка; *3* — кран-экскаватор; *4* — грейфер; *5* — кран; *6* — ограничитель; *7* — глинистый раствор; *8* — армокаркас; *9* — отстойник; *10* — автобетоновоз; *11* — бетонолитные трубы

засыпают необходимое количество глины. Перемешивание осуществляют в течение 40—50 мин (в двухвальных глиномешалках).

Приготовленный глинистый раствор сливают из глиномешалки через очистные стальные сетки с ячейками размером не менее 5 мм (для удаления мусора и крупных включений) в запасную емкость вместимостью 5—20 м^3 и по мере необходимости перекачивают в траншею.

Трубопровод для транспортирования глинистого раствора в траншею должен иметь диаметр 100—150 мм и стыки разъемного типа. При работе в зимних условиях необходимо предусматривать меры его защиты от промерзания.

Глинистый раствор из емкости в траншею нагнетают с помощью грязевых насосов.

Для предотвращения расслаивания глинистого раствора его следует периодически перемешивать сжатым воздухом, подаваемым от компрессоров на дно соответствующей емкости или траншеи по трубам диаметром 50—100 мм.

Глинистый раствор, который подают в траншею в процессе ее проведения, загрязняется частицами грунта, что приводит к ухудшению его тиксотропных свойств и повышению плотности.

При разработке грунта в траншее бурофрезерными машинами необходима грубая и тонкая очистка такого раствора. Применение машин ковшового типа (грейферов), как правило, не требует тонкой очистки глинистого раствора.

Глинистый раствор, смешанный с частицами грунта (пульпу), подают из траншеи эрлифтом в специальные установки, где он должен пройти грубую очистку через вибросито и тонкую очистку в гидроциклонах.

В гидроциклонах раствор очищается от твердых частиц диаметром 4—0,06 мм. Кроме ситогидроциклонных установок для очистки глинистых растворов применяют специальные шламоотделители.

Для улучшения качества глинистого раствора в процессе его очистки могут быть использованы химические добавки, количество которых должно быть определено в лаборатории строительной организации.

Последовательность работ по возведению монолитной железобетонной конструкции способом стена в грунте показана на рис. 1.7 и включает в себя следующие этапы:

- подготовку строительной площадки и устройство по оси будущего сооружения форшахты, или, как ее еще называют, пионерной траншеи;
- разработку грунта на длину одной захватки (этап *I*);
- установку ограничителей на границе захватки для удержания бетонной смеси (этап *II*);
- установку в разработанную на полную глубину захватку металлического арматурного каркаса (этап *III*);
- укладку бетонной смеси и извлечение ограничителей (этап *IV*);
- повторение описанных операций в смежных заходках (этапы *V*, *VI*, *VII*).

Подготовительные работы включают в себя планировку площадки вдоль будущей стены в грунте с таким расчетом, чтобы по обеим сторонам траншеи было достаточно места для установки оборудования и движения автомобильного транспорта. При заболоченной местности или высоком уровне грунтовых вод площадку засыпают песчаным грунтом и устраивают настилы для оборудования и движения транспорта. В это же время участок строительства укомплектовывают специальным оборудованием для разработки грунта, приготовления и регенерации глинистого раствора, приготовления бетона; выполняют работы по установке основного оборудования; строят отстойники и емкости для глинопорошка и готового раствора.

Перед началом основных работ устраивают *пионерную траншею (форшахту)*, которая имеет ту же осевую линию, что и разрабатываемая в дальнейшем траншея. Стенки пионерной траншеи являются направляющими и позволяют заранее задать правильное направление разработки грунта, что, в свою очередь, обеспечивает высокое качество строительных работ. Если разработку грунта ведут экскаватором, расположенным по оси траншеи, то форшахта служит также опорой для ходовой части экскаватора. Кроме того, форшахта выполняет функции, связанные с креплением поверхностного слоя грунта, и служит дополнительной емкостью для глинистого раствора. В качестве материала крепи пионерной траншеи применяют бетон сборный, монолитный или сборно-монолитный. Высоту пионерной траншеи принимают равной 0,8—1 м, ширину — с учетом средней ширины возводимой стены, плюс так называемая «мертвая ширина» 5—10 см, необходимая для свободного прохода исполнительного рабочего органа землеройной машины; толщина стен не превышает 30—40 см.

Конструкции форшахт показаны на рис. 1.8.

Грунт в траншее разрабатывают отдельными захватками, длину которых принимают равной 3—6 м в зависимости от формы и размеров подземного сооружения, глубины траншеи, типа землеройной машины, свойств грунта и др. В зависимости от объема работы могут вести в двух-трех захватках одновременно. В процессе разработки грунта уровень глинистого раствора должен быть не ниже отметки, находящейся в 10—15 см от верха траншеи.

После выемки грунта на всю глубину в пределах одной захватки очищают дно траншеи от осадка эрлифтом или грязевым насосом, заменяют загрязненный глинистый раствор на свежий и приступают к установке ограничителей и монтажу арматурных каркасов (в случае, когда стенка является грузонесущей конструкцией).

Размеры арматурных каркасов должны соответствовать ширине, длине и глубине захваток бетонирования. Если по условиям изготовления или транспортирования нельзя использовать один арматурный каркас на всю захватку, то делают несколько каркасов, которые перед установкой их в траншею собирают, применяя укрупнительную сборку.

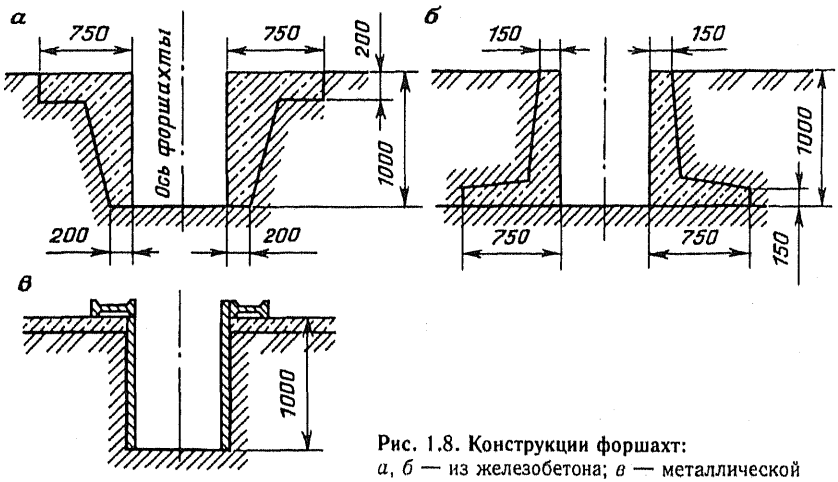


Рис. 1.8. Конструкции форшахт:
а, б — из железобетона; *в* — металлической

Ширину арматурного каркаса принимают на 200—250 мм меньше ширины траншеи, а его длина зависит от принятой конструкции стыка между захватками. Высота каркаса равна глубине траншеи.

Для правильной установки в траншее арматурный каркас снабжают приваренными с боков направляющими металлическими салазками, которые обычно выполняют из полосовой стали шириной 30—50 мм или гладкой арматурной стали диаметром 16—20 мм. Направляющие располагают по обе стороны арматурного каркаса не менее чем в трех вертикалях с каждой стороны и через 3—4 м по высоте. Ширину каркаса с направляющими принимают на 5—7 см меньше ширины траншеи. В верхней части к нему иногда приваривают поперечные стержни, которые опираются на форшахту.

Вертикальные рабочие стержни каркаса изготавливают из стали периодического профиля А-II и А-III. Для поперечных стержней и конструктивной арматуры допустимо использование гладкой (круглой) арматуры класса А-I или листового проката марки Ст. 3.

Расстояние между вертикальными стержнями определяют расчетом, исходя из требуемой площади сечения рабочей арматуры. При этом расположение стержней не должно препятствовать свободному движению бетона вверх при бетонировании. Для этого расстояние между стержнями рабочей арматуры обычно принимают равным не менее 170—200 мм. Монтажную арматуру в сжатой зоне обычно изготавливают из стали периодического профиля диаметром 20—35 мм с шагом 250—500 мм.

В арматурных каркасах предусматривают вертикальные проемы для спуска и подъема бетонолитных труб, огражденных вертикальными стержнями гладкой арматуры. Стержни рабочей арматуры перед сборкой каркаса при необходимости стыкуют, но каждый стержень не должен иметь более трех стыков.

Стыковку при укрупнительной сборке выполняют с соблюдением следующих условий:

• стыки продольных стержней следует выполнять вразбежку;

• в одной плоскости сечения каркаса должно быть не более 50% стыков;

• стыки соседних стержней следует сдвигать относительно друг друга на величину, равную длине нахлестки;

• стержни внахлестку следует стыковать одним фланговым швом;

• по длине нахлестки необходимо установить не менее трех стержней поперечной арматуры.

Арматурные конструкции и бетонирование захватки выполняют в возможно более короткий срок, который не должен превышать 1 сут при слабых водонасыщенных грунтах и 1—3 сут при грунтах средней плотности.

Каркас устанавливают в траншею непосредственно перед бетонированием. Для исключения деформации его монтаж часто выполняют при помощи жесткой траверсы.

После установки арматурных каркасов приступают к укладке бетонной смеси в захватке.

Для сооружения стен в грунте используют высокопластичный бетон с крупностью заполнителя (гравия или щебня) до 50 мм, осадкой конуса 16—20 см, водоцементным отношением не более 0,6 и максимальным временем схватывания (но не менее 2 ч).

Бетон укладывают с применением вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). Доставленную на объект бетонную смесь подают по вертикальным трубам, опущенным между сетками арматурного каркаса на дно траншеи, заполненной глинистым раствором [см. рис. 1.7 (этап *IV*)]. Бетон заполняет траншею снизу вверх и, будучи тяжелее глинистого раствора, вытесняет последний на поверхность. Непрерывность бетонирования является основным условием применения ВПТ.

Для подачи бетона применяют металлические трубы диаметром 200—300 мм, которые монтируют из отдельных звеньев длиной 1—1,5 м, соединяемых быстроразъемными водонепроницаемыми фланцами. Бетонолитную трубу с приемным бункером и опорной вышкой устанавливают над захваткой по центру, при этом трубу доводят до дна траншеи. Для исключения расслаивания бетона и перемешивания его с глинистым раствором необходимо следить, чтобы нижний конец бетонолитной трубы в течение всего времени бетонирования был погружен на 1—2 м в свежеуложенный бетон.

По мере укладки бетонной смеси приемный бункер с бетонолитной трубой постепенно поднимают, при этом по мере подъема бетонолитную трубу посекционно укорачивают.

Бетонирование захватки можно осуществлять одной или двумя трубами в зависимости от длины захватки. Во втором случае бетон подают одновременно в обе трубы.

Глинистый раствор, вытесняемый бетоном, самотеком переливается в разрабатываемую траншею или откачивается насосом в очистные уст-

ройства. Укладку бетонной смеси прекращают, когда на уровне верха форшахты появляется чистая бетонная смесь. Верхний слой бетона, загрязненный глинистым раствором, удаляют.

Рассмотренная технология укладки бетонной смеси имеет ряд недостатков: цикличность бетонирования, высокую трудоемкость монтажа и демонтажа звеньев бетонолитных труб, необходимость использования только литых бетонных смесей с повышенным расходом цемента.

В настоящее время внедряют специализированные бетононасосы и бетоноукладчики непрерывного действия для бетонирования траншейных стен, снабженные телескопической стрелой, которая может подавать бетоновод в любую точку траншеи. При этом бетонную смесь укладывают снизу вверх под давлением методом напорного бетонирования, что позволяет получать бетон повышенной плотности, прочности и водонепроницаемости.

Для соединения между собой отдельных секций стены в грунте по торцам захваток устраивают ограничители. Ограничители обеспечивают сплошность стены и предотвращают попадание бетонной смеси из одного участка траншеи в другой в процессе работы. Место соединения двух захваток называют стыком, который может быть рабочим или нерабочим. Нерабочие стыки выполняют в случае отсутствия в смежных секциях растягивающих усилий.

Нерабочие стыки выполняют с помощью ограничителей различной конструкции, при этом их можно извлекать после укладки бетонной смеси или оставлять в составе конструкции стены в грунте.

Рабочие стыки должны воспринимать растягивающие усилия и обеспечивать равнопрочность стыкового соединения и стены.

При небольшой глубине траншей, не превышающей 12 м, в основном применяют извлекаемые ограничители, в качестве которых могут быть использованы стальные и железобетонные трубы (рис. 1.9, *а*), балки прямоугольного (рис. 1.9, *б*) или эллиптического поперечного сечения. На рис. 1.9, *в* показана конструкция стыка, образованная благодаря применению в качестве извлекаемого ограничителя замкнутого профиля из швеллеров с накладками из листовой стали. Для образования полуцилиндрической поверхности к накладке приваривают половину трубы.

Наибольшее распространение на практике получили ограничители из стальных труб диаметром, равным ширине траншеи. Трубы извлекают из траншеи спустя 3—5 ч после бетонирования. При этом торец секции имеет углубление в виде полуцилиндра, заполняемого при бетонировании смежной захватки. Это создает необходимый упор для противодействия взаимному сдвигу секций в поперечном направлении и удлиняет путь фильтрации воды через стык. Недостатком такого стыка является его невысокая плотность, что объясняется рядом причин: наличием глинистой пленки между старым и новым бетоном, плохим качеством бетона в местах сопряжений трубы и местах утечки цементного молока, в результате чего образуются каверны, разновременностью осадок секций.

Находит применение так называемый «вибрационный стык» (рис. 1.9, *г*), в основу конструкции которого положен ограничитель из сталь-

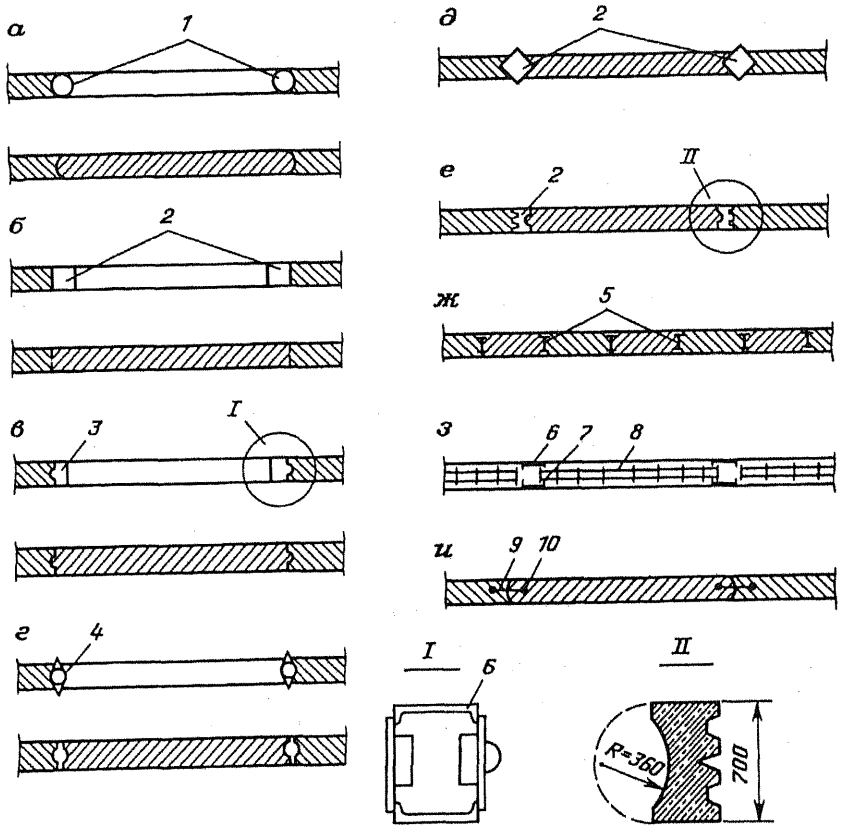


Рис. 1.9. Конструкции сопряжений траншейных стен с применением извлекаемых и неизвлекаемых ограничителей:
1 — трубы; *2* — железобетонные балки; *3* — стальные балки; *4* — труба с уголками; *5* — двутавровые балки; *6* — швеллеры; *7* — фланец; *8* — арматурный каркас; *9* — полоса из полихлорвинила; *10* — стальные стержни

ной трубы с приваренными к ее поверхностям продольными ребрами. Такой ограничитель после бетонирования участков стен второй очереди отрывают от бетона и оставляют до набора бетоном 50—60%-й проектной прочности, после чего в ограничительную трубу опускают бетоновод и подают бетонную смесь. По мере подачи бетонной смеси ограничительную трубу с помощью вибропогружателя извлекают, а между секциями формируют плотный стык в виде буронабивной сваи.

В качестве неизвлекаемых ограничителей наибольшее распространение получили железобетонные балки прямоугольного поперечного сечения (рис. 1.9, *д*). Применяют и железобетонные ограничители-перемычки (рис. 1.9, *е*).

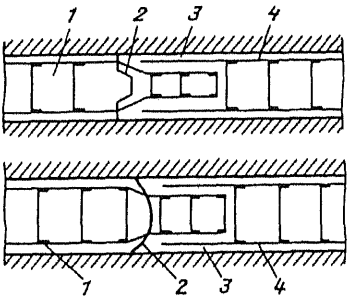


Рис. 1.10. Конструкции рабочих стыков между секциями монолитных железобетонных стен:
1 — арматурный каркас ранее забетонированной секции; *2* — диафрагма; *3* — траншея; *4* — арматурный каркас последующей секции

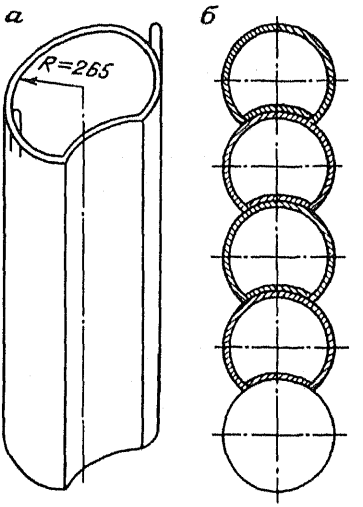


Рис. 1.11. Лидерно-направляющие трубы

В отдельных случаях в качестве ограничителей используют металлические двутавровые балки с высотой, равной ширине траншеи (рис. 1.9, *ж*), устанавливаемые с шагом 1,2—1,5 м. Такие балки выполняют роль арматуры и позволяют отказаться от применения арматурных каркасов.

Существуют предложения создавать стыки между отдельными секциями с помощью стальных диафрагм из полосовой стали, приваренных по торцам арматурных каркасов (рис. 1.9, *з*).

Применяют также ограничители с заделанными в них вертикальными полосами из полихлорвиниловой пленки толщиной 2—4 мм и шириной 20—25 см (рис. 1.9, *и*).

На рис. 1.10 показана конструкция рабочего стыка, в котором перепуск арматуры из одной секции в другую длиной 30 ее диаметров осуществляют через железобетонные плиты или металлические листы, выполняющие роль ограничителя, остающегося в теле стены.

Для обеспечения качественного сопряжения двух монолитных стен, пересекающихся под углом (например, продольных и поперечных), стыки устраивают с уголковым арматурным каркасом (штрабой).

При использовании штрабной стыковки каркасов в каждом из них предусматривают устройство штрабы путем навески на арматурные каркасы соответствующих деревянных коробов. Стыки стен омоноличивают после поярусной разработки грунта внутри сооружения и разборки опалубки с очисткой выштрабленной полости.

В последние годы для возведения стен в грунте широкое применение получили *буровые методы*. Возведение стен в грунте буровыми метода-

ми осуществляют путем последовательного бурения скважин, примыкающих друг к другу, при помощи лидерно-направляющих труб (рис. 1.11, *а*).

Возведение стен в маловлажных устойчивых грунтах осуществляют путем последовательного бурения скважин насухо, число которых обеспечивает расчетную величину захватки траншеи.

При бурении скважины ее устье закрепляют инвентарным обсадным патрубком длиной не менее 0,6—0,8 м и диаметром, соответствующим диаметру скважины. После чего буровым станком бурят скважину на проектную глубину и для направленного бурения последующих скважин осуществляют обсадку ее стенок лидерно-направляющей трубой. Вогнутость трубы должна быть обращена в сторону продолжения выбуривания траншеи и расположена симметрично ее оси. Последующие скважины бурят аналогично первой (рис. 1.11, *б*).

Бурение скважин в водонасыщенных неустойчивых грунтах выполняют под защитой глинистого раствора или воды (особенно в глинистых грунтах). Для бурения скважин используют станки вращательного действия со сплошным разбуриванием забоя и станки с циклической выдачей грунта.

Бурение выполняют с прямой или обратной промывкой скважины глинистым раствором или водой. При прямой промывке промывочную жидкость подают через буровые трубы, а удаление бурового шлама осуществляют через затрубное пространство. При обратной промывке подачу промывочной жидкости на забой осуществляют по затрубному пространству, а выдачу бурового шлама — через буровые трубы.

Устойчивость стен скважин при обратной промывке выше, чем при прямой, так как разбуренная порода увеличивает плотность раствора.

После того как все скважины будут пробурены на длину захватки и извлечены лидерно-направляющие трубы, приступают к установке арматурных каркасов и бетонированию секции методом ВПТ по ранее описанной технологии.

Широкое распространение для сооружения стен в грунте находят *буронабивные скважины*. Возможные схемы устройства стены в грунте из буронабивных скважин показаны на рис. 1.12. *Касающиеся сваи* применяют в случаях, когда в массиве отсутствуют грунтовые воды. При наличии грунтовых вод более целесообразно устраивать стены в грунте из *секущихся буронабивных свай*. В этом случае в первую очередь бурят скважины нечетных номеров и заполняют их бетоном. После набора бетоном достаточной прочности бурят скважины четных номеров, опускают в них арматурные каркасы и укладывают бетонную смесь.

Бурение таких скважин можно осуществлять как с применением обсадных труб (установки типа Беното), так и без них. Использование обсадных труб в процессе бурения обеспечивает более высокое качество возводимых стен и их водонепроницаемость, дает возможность сооружать стены в грунте в весьма неблагоприятных геологических условиях.

После устройства траншейных стен вскрывают поверхность между ними до требуемой отметки и устраивают перекрытие (рис. 1.13). Готовое

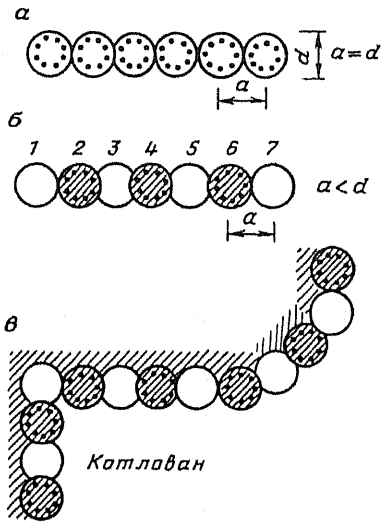
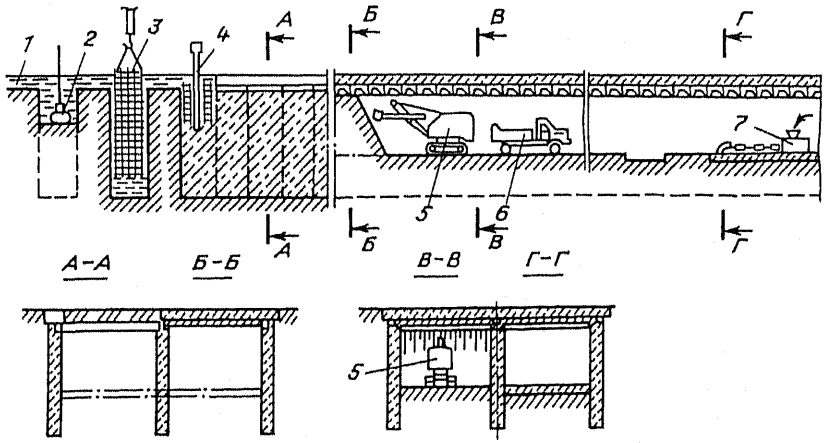


Рис. 1.12. Схемы образования стены в грунте из буровых свай:
а — стена из касающихся свай; *б* — стена из пересекающихся свай; *в* — угловой элемент стены; *1*, *3*, *5*, *7* — сваи первой очереди; *2*, *4*, *6* — сваи второй очереди

Рис. 1.13. Схема строительства тоннеля траншейным способом:
1 — пионерная траншея; *2* — грейфер; *3* — арматурный каркас; *4* — бетонолитная труба; *5* — экскаватор; *6* — автосамосвал; *7* — бетононасос



перекрытие покрывают гидроизоляцией и засыпают грунтом с последующей его планировкой. После этого приступают к разработке грунта внутри сооружения.

Разработка грунта может быть различной в зависимости от вида и размеров подземного сооружения. При строительстве протяженных сооружений (переходные, автотранспортные тоннели) разработку грунта (см. рис. 1.13) осуществляют в один прием со стороны портальных участков с помощью малогабаритных экскаваторов, бульдозеров, породопогрузочных машин. Транспортирование породы осуществляют в автосамосвалах, реже в вагонетках или конвейерами.

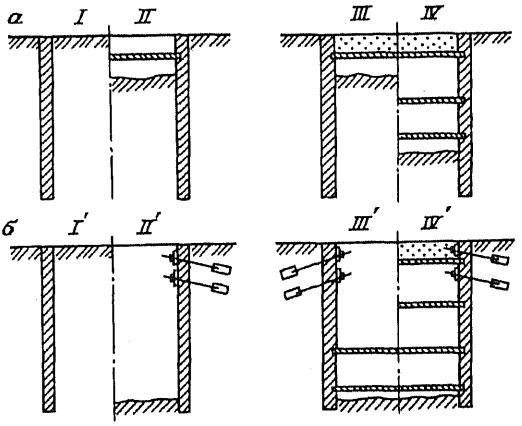


Рис. 1.14. Последовательность работ при строительстве многоярусных подземных сооружений:
I—I′ — возведение несущих стен в траншеях; *II* — вскрытие котлована и возведение верхнего перекрытия; *III* — обратная засыпка и восстановление поверхности; *IV* — разработка грунта и возведение межъярусных перекрытий; *II′* — разработка грунта на проектную глубину котлована и закрепление стен; *III′* — возведение межъярусных перекрытий; *IV′* — засыпка котлована и восстановление поверхности

При строительстве многоярусных сооружений типа подземных гаражей разработку грунта ведут слоями в направлении сверху вниз. На поверхность земли породу можно выдавать бадьями с помощью крана через отверстия, оставленные в перекрытии, или автосамосвалами, перемещающимися по специально устроенным пандусным съездам.

Конструкции межъярусных перекрытий можно возводить по двум технологическим схемам: сверху — вниз (рис. 1.14, *а*) и снизу — вверх (рис. 1.14, *б*).

По первой схеме грунт вынимают на высоту яруса подземного сооружения и сразу же возводят межъярусное перекрытие, после этого цикл повторяют до тех пор, пока не будут возведены все ярусы.

Преимущество такой схемы заключается в том, что межъярусные перекрытия выполняют роль распорок, обеспечивающих устойчивость траншейных стен. Ее недостатком является усложнение работ по разработке грунта.

По второй схеме одновременно с разработкой грунта осуществляют крепление траншейных стен с помощью расстрелов или анкерами. После разработки грунта на проектную глубину приступают к возведению межъярусных перекрытий в направлении снизу вверх. При этом демонтируют пояса и расстрелы.

Преимуществами такой схемы являются простота работ по разработке грунта и возможность применения высокопроизводительных землеройных машин, основным недостатком — необходимость дополнительного раскрепления траншейных стен.

На рис. 1.15 приведен пример схемы строительства станции колонного типа из сборных элементов в открытом котловане со свайным ограждением. Сборные конструктивные элементы подают автомобильным транспортом (панелевозами и трейлерами *7*) на площадку под консоль козлового крана *6* марки ККТС-20 и переносят к месту монтажа. Монтаж

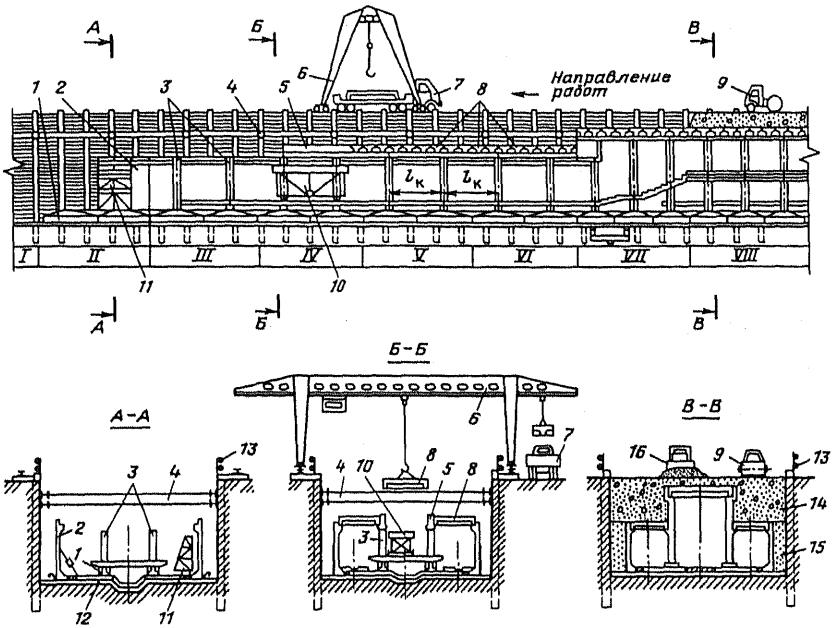


Рис. 1.15. Схема возведения колонной станции из сборного железобетона в котловане со свайным креплением:

I — подготовка основания; *II* — укладка лотковых блоков, башмаков под колонны и установка стеновых блоков; *III* — установка колонн и элементов платформы; *IV* — установка прогонов; *V* — укладка плит перекрытия; *VI* — обратная засыпка за стены; *VII* — устройство гидроизоляции перекрытия; *VIII* — обратная засыпка конструкции; *1* — фундаментный блок; *2* — стеновой блок; *3* — колонны; *4* — расстрел; *5* — ригель; *6* — козловой кран; *7* — трейлер; *8* — плиты перекрытия; *9* — каток; *10* — тележка для сварочных работ; *11* — тележка для монтажа стеновых блоков; *12* — лотковый блок; *13* — ограждение котлована; *14* — засыпка местным грунтом; *15* — засыпка песком; *16* — бульдозер

конструкций осуществляют снизу вверх. Вначале на подготовленное основание устанавливают фундаментные *1* (башмаки под колонны) и лотковые *12* блоки, затем стеновые блоки *2*. Блоки омоноличивают, сваривая выпуски арматуры и укладывая бетонную смесь в стыки. Все указанные элементы устанавливают с предварительной подливкой цементно-песчаного раствора для того, чтобы обеспечить сплошное прилегание опорной поверхности блоков к основанию. Монтаж последующих элементов ведут после набора бетоном, используемым для омоноличивания, требуемой по проекту прочности: вначале устанавливают колонны *3* и внутристанционные конструкции, укладывают ригели *5*, а затем и плиты перекрытия *8*. Швы между плитами перекрытия заливают цементно-песчаным раствором. Стеновые блоки, колонны и прогоны удерживают краном до окончания процесса подклинки и сварки закладных деталей. При сборке конструкции используют монтажные тележки *10* и *11*, передви-

гающиеся по лотковой плите или платформе и предназначенные для выверки положения элементов и соединения их между собой посредством сварки закладных деталей.

В период монтажа все элементы надежно закрепляют. После проверки положения элементов конструкции все швы между ними заливают цементно-песчаным раствором. Для обеспечения устойчивости конструкции станции до ее засыпки грунтом устанавливают временные связи из металлических труб и стяжек, после чего осуществляют обратную засыпку.

1.3. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПЕРЕДВИЖНЫХ КРЕПЕЙ

При применении передвижной крепи подземные сооружения возводят с помощью *специальных щитов незамкнутого профиля*, передвигающихся за счет отталкивания от собранной обделки (такие щиты иногда называют полущитами). Щиты выполняют роль временной передвижной крепи, предотвращающей обрушение породы при ее разработке. Под защитой оболочки щита возводят обделку тоннелей. По мере продвижения щита и возведения обделки оставшееся пространство между обделкой и грунтом засыпают песком.

В отличие от котлованного способа работ, при котором стены выработки по всей длине закрепляют временной крепью, применение подвижной крепи исключает стационарное ограждение стен котлована. При этом значительно сближаются операции по разработке и погрузке грунта и возведению постоянной крепи.

Передвижную крепь применяют при строительстве различных тоннелей неглубокого заложения (до 12 м) с цельносекционной обделкой вблизи зданий и сооружений, а также различного рода подземных коммуникаций в любых нескальных необводненных грунтах, за исключением неустойчивых илистых или плывунных.

Учитывая достоинства и недостатки открытого и щитового способов строительства, ведут поиск принципиально новых техники и технологии строительства подземных сооружений на малых глубинах, позволяющих исключить шум и вибрацию, осадку поверхности земли и осуществлять строительство в непосредственной близости от фундаментов зданий, не нарушая их целостности, что в конечном итоге позволило бы значительно сократить стоимость и сроки строительства.

Для строительства коллекторных тоннелей открытым способом в условиях плотной городской застройки разработана передвижная механизированная крепь ПМК (рис. 1.16), которая представляет собой пространственную распорную передвижную металлическую крепь Н-образной формы в плане, состоящую из двух частей, разделенных между собой домкратной секцией *3*. Передняя ножевая часть *5* предназначена для разработки забоя, хвостовая *2* — для монтажа секций обделки. Угол

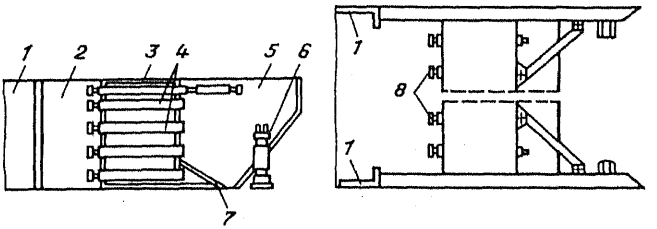


Рис. 1.16. Принципиальная конструкция ПМК для строительства тоннелей

наклона боковых стен в ножевой части равен 50°. Для уменьшения выталкивающего усилия, возникающего на наклонной части, ножевая секция имеет вертикальную часть, составляющую 1/3 общей высоты конструкции.

На конце боковых стен предусмотрены фартуки *1* длиной 1,5 м, предназначенные для предотвращения обрушения бортов траншеи в пространство строительного зазора. Последний величиной 250 мм образуется при перемещении ПМК за счет толщины ее боковых стен и монтажного зазора между ними и обделкой.

Домкратная секция предназначена для перемещения ПМК. В ней смонтированы гидродомкраты перемещения *4*, гидропривод и пульт управления. Кроме того, она выполняет роль жесткой связи между боковыми стенами, воспринимающей нагрузки как от грунтового массива, так и от перемещения.

Нижняя часть домкратной секции для профилирования почвы выработки, оборудованная подрезным ножом *7*, опирается на дно траншеи и является днищем ПМК.

В донной части домкратной секции установлены два гидродомкрата подрезного ножа и два гидродомкрата нижнего маневра *8*. Последние предназначены для плавного изменения направления перемещения ПМК в профиле и совместно с верхними домкратами позволяют обеспечивать ее устойчивое поведение при перемещении в грунтовом массиве.

Для увеличения маневренных свойств конструкции в ножевой части установлены два гидродомкрата управления *6*, которые закреплены на боковых стенах.

Цикл работ при строительстве тоннелей с применением ПМК (рис. 1.17) состоит из следующих основных операций:

- разработки грунта экскаватором с погрузкой его в автосамосвалы и перемещения ПМК и экскаватора с засыпкой образовавшегося строительного зазора специальным заполнителем;
- устройства дренажного слоя основания и монолитного железобетонного днища коллектора;
- монтажа сборной железобетонной обделки тоннеля;
- устройства гидроизоляции конструкции тоннельной обделки;
- обратной засыпки заизолированного участка тоннеля.

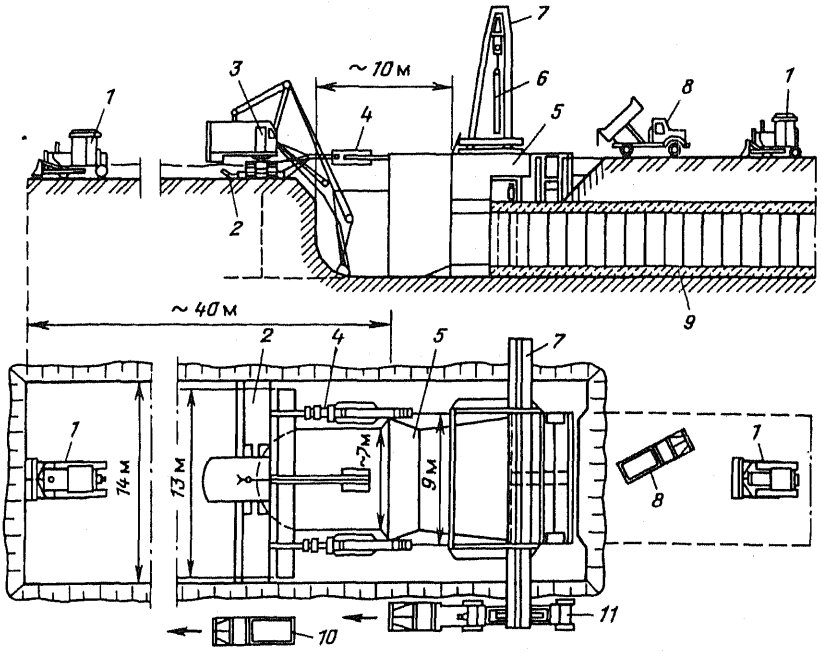


Рис. 1.17. Схема строительства тоннеля с секционной обделкой с помощью ПМК:
1 — бульдозеры; *2* — технологическая платформа; *3* — экскаватор; *4* — гидроцилиндр передвижения технологической платформы; *5* — передвижная крепь (щит); *6* — секция обделки; *7* — козловой кран; *8* — автосамосвал, выполняющий обратную засыпку; *9* — бетонная подготовка; *10* — автосамосвал для вывоза грунта; *11* — трейлер для перевозки секций

Разработку грунта осуществляют в пределах ножевой части экскаваторами, оборудованными обратной лопатой, на длину, равную длине секции тоннельной обделки. Ширина разрабатываемого котлована должна быть на 0,6—0,8 м меньше ширины ПМК. Оставшийся у боковых стен грунт подрезается боковыми стенами ПМК. Одновременно с разработкой грунта с помощью гидродомкратов перемещается и ПМК, постоянно врезаясь ножевой частью в разработанный экскаватором забой.

Ликвидацию образовавшегося строительного зазора осуществляют заполнением его материалом с большой текучестью, в качестве которого следует применять прокаленный до температуры 200 °С песок, имеющий в таком состоянии нулевое сцепление.

Обделку тоннеля монтируют под защитой хвостовой части ПМК при помощи самоходных кранов на пневмоколесном ходу (например, К-161). Кран установлен и перемещается непосредственно на перекрытии уже смонтированной части тоннеля строго по его оси. Монтаж ведут после перемещения ПМК параллельно с разработкой грунта. Гидроизоляцию осуществляют вслед за проведением тоннеля с незначительным отста-

ванием. После гидроизоляции осуществляют обратную послойную засыпку конструкции с поливкой и уплотнением.

С помощью ПМК в Москве был построен коллектор р. Неглинной, два коллектора для прокладки инженерных коммуникаций, один пешеходный переход. Общая протяженность тоннелей, построенных с применением ПМК, составляет более 1100 м. При этом средняя скорость проведения составила 5 м/смену, а максимально достигнутая — 8 м/смену, фактическая трудоемкость проведения 1 м коллекторного тоннеля составила 105 чел.-ч, что в 1,7 раза выше, чем при традиционном способе строительства тоннелей с устройством свайной распорной крепи.

Таким образом, опыт применения ПМК показал, что она позволяет на глубине до 10 м эффективно и качественно практически в любых грунтах, за исключением скальных, строить различные инженерные тоннели в крайне стесненных городских условиях и в непосредственной близости к зданиям и сооружениям. Строительство осуществляют сравнительно бесшумно, без просадки поверхности земли, и, что самое главное, без

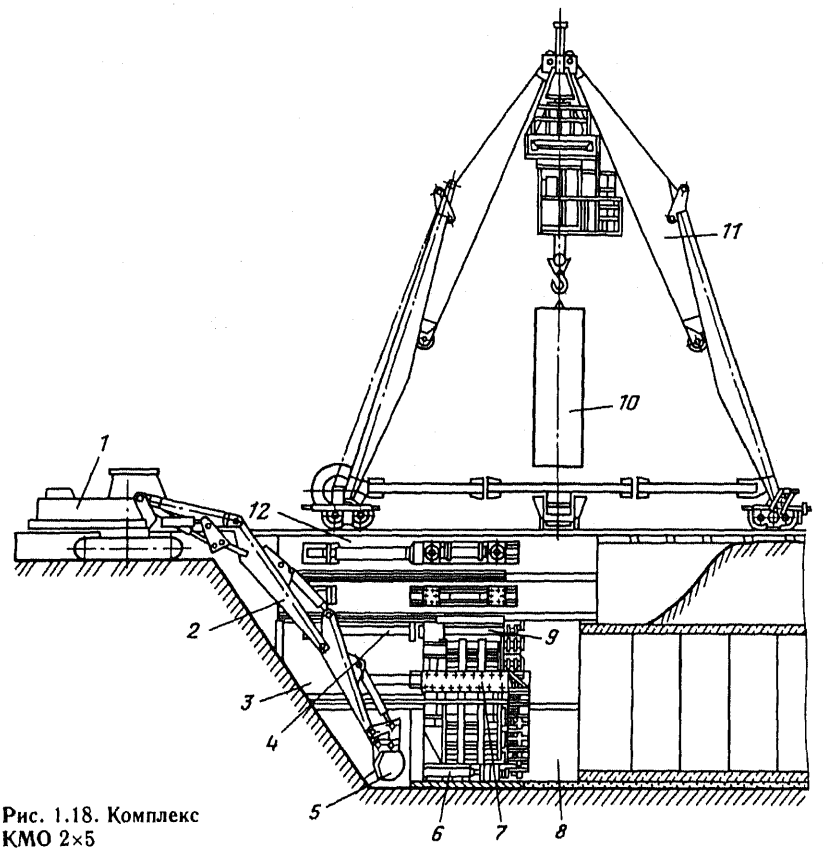


Рис. 1.18. Комплекс КМО 2×5

устройства дефицитной, дорогостоящей и трудоемкой временной металлической распорной крепи стен тоннеля.

Представляет интерес комплекс КМО 2×5, предназначенный для строительства двухпутных или однопутных тоннелей открытым способом с цельносекционной обделкой и гидроизоляцией заводской готовности. В комплекс (рис. 1.18) входят гидравлический экскаватор ЭО 4121 (*1*) с удлиненной стрелой *2*, подвижная крепь (щит) и козловой кран *11* типа ККТС-20.

Комплекс КМО 2×5 представляет собой пространственную конструкцию прямоугольного сечения из трех основных частей: ножевой *3*, опорной *6* и хвостовой *8*. В верхней части расположены съемные ограждения *12* для обеспечения прохода щита под поперечными городскими коммуникациями. Ножевая часть и хвостовая оболочка выполнены в вертикальных металлических стенках, открытых сверху и снизу. Для придания дополнительной жесткости ножевым стенкам предусмотрены трубчатые раскосы *4*. Передние кромки ножевой части имеют заострения для внедрения в забой и выполнены со скосом под углом около 50°. В опорной части по периметру расположены 30 щитовых гидроцилиндров *9*, штоки которых с башмаками выдвигаются в сторону уложенной обделки и имеют возможность упора в нее через распределительные рамы.

Комплекс КМО 2×5 позволяет разрабатывать котлованы шириной до 10,5 м с высотой крепления стен до 8 м в глинах, суглинках, супесях и песках.

Работы по проведению тоннелей выполняют в следующей последовательности: по трассе предварительно срезают слой грунта экскаватором *1*, чтобы установить последний в положение, позволяющее разрабатывать котлован заданной глубины. Затем экскаватор разрабатывает грунт впереди ножевой части щита, обеспечивая его перемещение в сторону забоя. Для обеспечения проектной глубины черпания экскаватор оснащен рабочим оборудованием типа обратной лопаты с удлиненной рукоятью *2* и ковшом *5* вместимостью 0,65 м^3.

По мере передвижения щита козловым краном *11* устанавливают цельносекционную обделку *10*. При перемещении комплекса на расстоянии 30—35 м от забоя осуществляют обратную засыпку котлована бульдозером. Для этого используют грунт, разрабатываемый в забое щита.

Опытный образец комплекса КМО 2×5 был внедрен в Киеве, где с его помощью построено 150 м двухпутного перегонного тоннеля метрополитена со средней скоростью 2,7—3 м/смену.

ГЛАВА 2
ЩИТОВАЯ ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ

2.1. КОНСТРУКЦИИ ПРОХОДЧЕСКИХ ЩИТОВ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Щитовую технологию строительства тоннелей применяют в широком диапазоне горно-геологических условий. Принципиальная схема щитовой технологии представлена на рис. 2.1.

Основным элементом этой технологии является проходческий щит, представляющий собой передвижную временную крепь в виде цилиндрической оболочки, под прикрытием которой выполняют необходимые проходческие операции: разработку и погрузку грунта, транспортирование грунта за пределы щита, возведение обделки тоннеля. Выемку грунта осуществляют в головной (ножевой) части щита, возведение обделки — в хвостовой.

Перемещение щита осуществляют по мере подвигания забоя, при этом его ножевая часть защищает кровлю и борта тоннеля от обрушений. Как только щит переместят на расстояние, равное ширине кольца обделки, возводят очередное кольцо. Таким образом, цикл работ постоянно повторяется: выемка грунта — передвижение щита — возведение обделки.

Возведение обделки сопровождается весьма важной вспомогательной операцией — закрепным тампонажем, связанным с заполнением кольцевого зазора между обделкой и поверхностью грунта.

Конструктивно щит представляет собой цельносварную или собираемую из отдельных элементов металлическую оболочку, как правило, цилиндрической формы, состоящую из трех основных частей (рис. 2.2). Передняя часть, имеющая цилиндрическую режущую кромку или выступающий козырек (аванбек) в верхней части забоя, непосредственно контактирует с последним. В средней опорной части по периметру размещены домкраты передвижки щита. Эта часть щита обладает наибольшей прочностью и жесткостью благодаря опорным кольцам и ребрам жесткости, расположенным в промежутках между домкратами. Здесь следует добавить, что в опорной части щита диаметром более 4 м для придания ему большей прочности и жесткости монтируют массивные вертикальные и горизонтальные перегородки из балок спецпрофиля. На этих перегородках монтируют также выдвижные горизонтальные рабочие площадки для размещения проходчиков и забойные малогабаритные домкраты для удержания поверхности забоя от оползания и обрушения. И, наконец, хвостовая часть щита представляет собой цилиндрическую оболочку, внутри которой возводят очередное кольцо обделки.

Ножевую и опорную части щита собирают из отдельных литых или сварных элементов ребристого сечения из лекальных стальных листов. Оболочки щитов большого диаметра делают многослойными.

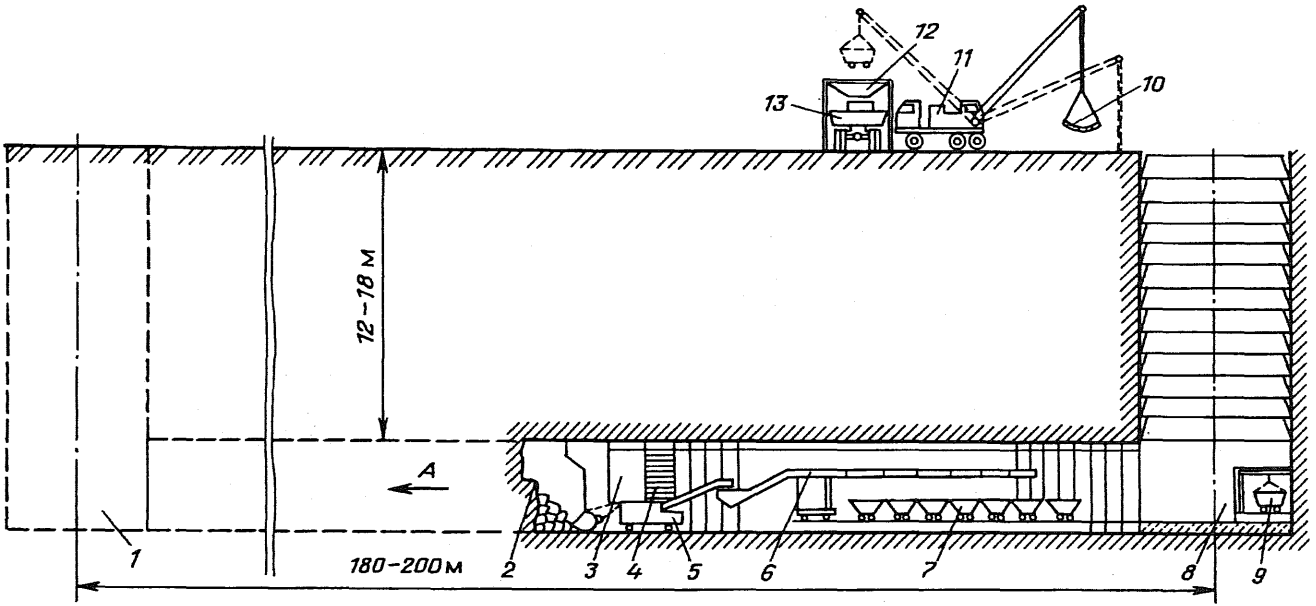


Рис. 2.1. Принципиальная схема щитовой технологии:
1 — демонтажная шахта; *2* — забой тоннеля; *3* — проходческий щит; *4* — блокоукладчик; *5* — погрузочная машина; *6* — конвейер-перегружатель; *7* — состав вагонеток со съемными кузовами; *8* — монтажная шахта (ствол); *9* — загруженная вагонетка; *10* — блок обделки перед спуском; *11* — автомобильный кран; *12* — бункер; *13* — самосвал для транспортирования грунта

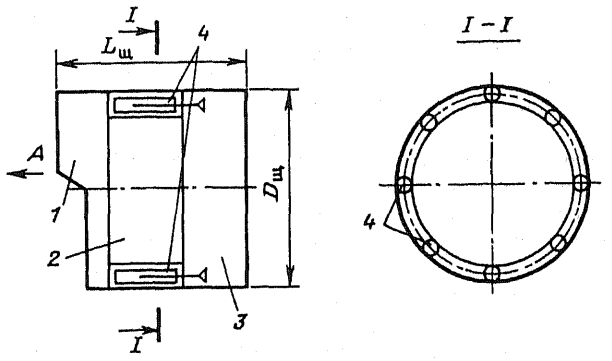


Рис. 2.2. Конструкция проходческого щита: *1–3* — соответственно ножевая, опорная и хвостовая части щита; *4* — домкраты передвижки щита; *А* — направление движения щита; $D_щ$ — диаметр щита; $L_щ$ — длина щита

Передвижку щита осуществляют гидравлическими домкратами, цилиндры которых жестко закреплены в опорной части, а штоки — специальными башмаками упираются в торец возведенного кольца обделки. Число домкратов и их суммарное усилие зависят, главным образом, от диаметра щита и необходимого усилия передвижки. Гидравлическая система домкратов состоит из трубопроводов высокого давления, вентилей и золотникового переключателя. Вентили позволяют включать и выключать любой из домкратов или их группу, изменяя направление движения щита. Усилие каждого щитового домкрата передвижения достигает 2000–2500 кН, а забойных домкратов — всего 40–50 кН.

Для возведения обделки используют специальные механизмы — блоко- или тюбингоукладчики. Блокоукладчики применяют в щитах диаметром до 4 м, и обычно они составляют единое целое со щитом. Тюбингоукладчики используют при проведении тоннелей метрополитена диаметром 6 м и более, они представляют собой установки портального типа, перемещающиеся по рельсовым путям или специальным направляющим и функционирующие автономно от щита. Подробная информация о тюбингоукладчиках будет дана при рассмотрении процесса возведения обделки.

Щиты отличаются формой и размерами поперечного сечения, несущей способностью, способом разработки грунта и др. В принципе, возможны различные формы поперечного сечения: круглая, овальная, прямоугольная, трапециевидная (в соответствии с формой поперечного сечения тоннеля), однако преобладающей является круглая, повторяющая наиболее рациональную форму поперечного сечения тоннеля.

В зависимости от уровня механизации основных производственных процессов щиты подразделяют на полумеханизированные и механизированные. Последние, в свою очередь, подразделяют на щиты с открытой и закрытой головной частью (щиты с гидропригрузом).

Главное отличие *полумеханизированных щитов* от механизированных состоит в том, что в них отсутствуют устройства или агрегаты для разрушения грунта и его погрузки, конструктивно связанные со щитом.

В зависимости от физико-механических свойств грунта его разработку осуществляют либо вручную, либо буровзрывным способом, погрузку — автономными погрузочными машинами на конвейер-перегружатель с дальнейшим транспортированием в вагонетках.

В *механизированных щитах* комплексно механизированы такие основные производственные процессы, как разрушение грунта, его погрузка и транспортирование, причем применяемое для этого оборудование конструктивно связано со щитом в единое целое. Обязательной также является механизация процесса возведения обделки и вспомогательных процессов. Уровень механизации в таких щитах достигает 90%.

Основным элементом механизированного щита является р а б о ч и й о р г а н . Он характеризует конструкцию щита, определяет его конструктивный признак и технологические особенности. Наиболее распространенными типами рабочих органов являются *роторный, планетарный, штанговый, экскаваторный.* К механизированным щитам относят и щиты, имеющие в ножевой части жесткие горизонтальные площадки, оснащенные устройствами активного дозирования разрабатываемого грунта. Такие щиты с использованием принципа опережающего вдавливания режущей кромки в грунт находят применение в песчаных грунтах.

Все вышесказанное относится к таким горно-геологическим условиям, когда грунт в забое имеет относительную естественную устойчивость в вертикальном положении, что позволяет вести его разработку различными типами рабочих органов, как правило, без создания дополнительного пригруза на забой. Рабочий орган в забое не изолируют от остальной части щита. Отсюда и название — *щиты с открытой головной частью.*

Применение механизированных щитов с открытой головной частью в условиях слабых обводненных грунтов, в которых естественная устойчивость забоя отсутствует, практически исключено. В этих условиях для удержания забоя в вертикальном положении приходится создавать дополнительное давление на забой — пригруз, который может быть создан путем нагнетания в специально создаваемую призабойную камеру ограниченного объема сжатого воздуха (кессон), глинистого раствора, глинистой пасты в смеси с разрабатываемым грунтом, а также вспенивающих добавок. Призабойную камеру отделяют от остальной части щита герметической перегородкой, образуя закрытую головную часть. Отсюда название — *щиты с закрытой головной частью.*

2.2. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОЛУМЕХАНИЗИРОВАННЫХ ЩИТОВ

Полумеханизированные щиты применяют для проходки тоннелей различного диаметра в неводоносных песчаных или глинистых грунтах I—IV групп при наличии валунов, а также в скальных породах с пределом прочности на сжатие до 60 МПа. В водоносных грунтах полумеханизированные щиты можно применять только в комбинации со специальными способами стабилизации грунтов.

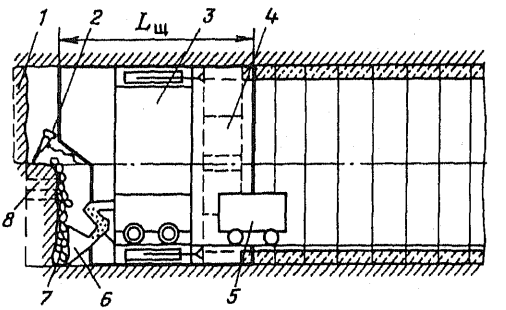


Рис. 2.3. Технология производства работ с использованием полумеханизированного щита: *1* — верхний уступ; *2* — отбойный молоток; *3* — опорная часть щита; *4* — возводимое кольцо обделки; *5* — вагонетка; *6* — рабочий орган погрузочной машины; *7* — отбитый грунт; *8* — нижний уступ

Обязательными элементами полумеханизированного щита являются корпус, щитовые домкраты с маслостанцией и маслобаком с гидрораспределительной сетью и блок контрольно-регулирующей аппаратуры. В щитах диаметром 3,6 м в хвостовой части монтируют блокоукладчик, жестко соединенный со щитом. Щиты диаметром 3,6 м и более оснащают забойными домкратами для удержания поверхности забоя. Некоторые зарубежные фирмы, в частности японские, оснащают щиты упорными плитами, откидными решетками, выдвижными перегородками и шандорами. Какие-либо механизмы для разработки забоя, погрузки и транспортирования породы, связанные конструктивно со щитом, не предусмотрены, т.е. *полумеханизированный щит* — это временная крепь с механизмами для передвижения и возведения обделки (рис. 2.3). Разработку грунта ведут с горизонтальных площадок и в зависимости от крепости пород либо отбойными молотками с пиками или лопатками, либо с помощью буровзрывных работ (при крепости пород свыше 10 МПа). Разработанный грунт сбрасывают в лоток тоннеля, откуда он с помощью погрузочных машин попадает на перегружатель и далее в вагонетки. При разработке мягких устойчивых грунтов применяют следующий прием: грунт в центральной части забоя разрабатывают с некоторым опережением, а по периметру забоя оставляют неразрушенный слой, который срезают режущей кромкой щита при его передвижке. Это позволяет несколько снизить трудоемкость работ.

При разработке грунта иногда приходится применять крепление поверхности забоя. Чаще всего это бывает в недостаточно устойчивых глинистых и песчаных грунтах, а также под зданиями, другими сооружениями на поверхности и подземными коммуникациями.

Крепление поверхности забоя осуществляют обычно досками толщиной 5—6 см или деревянными щитами. Эти деревянные элементы удерживают либо деревянные распорки, распираемые в корпус щита, либо забойные домкраты. В щитах малого диаметра разрушенный грунт загружают автономными погрузочными машинами в вагонетки либо в приемный лоток конвейера-перегружателя с последующей перегрузкой в вагонетки. Рельсовые пути в призабойной зоне размещают на так называемой технологической платформе, которую перемещают вслед за щитом.

2.3. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕХАНИЗИРОВАННЫХ ЩИТОВ

Принципиальное отличие механизированных щитов от полумеханизированных заключается в наличии рабочего органа, посредством которого осуществляют разработку грунта, его удаление за пределы щита грунтозаборным устройством и погрузку в транспортные средства.

Рабочий орган находится в головной части щита и его конструкцию увязывают с горно-геологическими условиями и характеристикой разрабатываемого грунта. Применяют роторные, планетарные, фрезерные, стреловые, экскаваторные и комбинированные рабочие органы.

Механизированные щиты применимы практически во всем диапазоне инженерно-геологических условий, встречающихся в подземном строительстве. Кроме выполнения штатных проходческих операций, таких как возведение обделки, в механизированных щитах осуществляется автоматизированное ведение щита по лазерному лучу с использованием бортовых ЭВМ и микропроцессоров.

Применяемые в подземном строительстве механизированные щиты используют, главным образом, для строительства тоннелей малых и средних диаметров: коммунальных, гидротехнических, а также перегонных тоннелей метрополитена диаметром 5,5—6 м. Случаев применения механизированных щитов для строительства тоннелей диаметром 10—12 м и более сравнительно немного. Однако тип рабочего органа и принцип действия существующих механизированных щитов могут быть распространены и на щиты большого диаметра.

Изменение горно-геологических условий влияет не только на конструкцию рабочего органа, но и на конструкцию щита в целом. Так, в полускальных и скальных породах используют щиты с облегченной конструкцией ножевой и опорной частей, но с усиленными рабочим органом и механизмом привода.

Приведем несколько примеров взаимосвязи горно-геологических условий и конструкций рабочего органа механизированных щитов:

- в слоистых и смешанных грунтах используют щиты со стреловидным рабочим органом избирательного действия;
- в неоднородных песчаных грунтах с включением суглинков и глин наиболее эффективны щиты с экскаваторным рабочим органом (рис. 2.4);
- в сухих глинах, мергелях и сланцах с коэффициентом крепости по шкале проф. М.М. Протодьяконова до 3 используют щит с конусообразной вращающейся планшайбой с винтовой поверхностью, оснащенной пластинчатыми и стержневыми резцами;
- в плотных и сухих глинах, суглинках и глинистых сланцах с коэффициентом крепости до 2,5—3 достаточно успешно применяют щит с рабочим органом в виде четырехлучевого водила со стержневыми резцами и дисковыми скалывателями;
- для скальных грунтов с коэффициентом крепости от 2 до 8 используют рабочий орган роторного типа. На вращающемся пятилучевом ро-

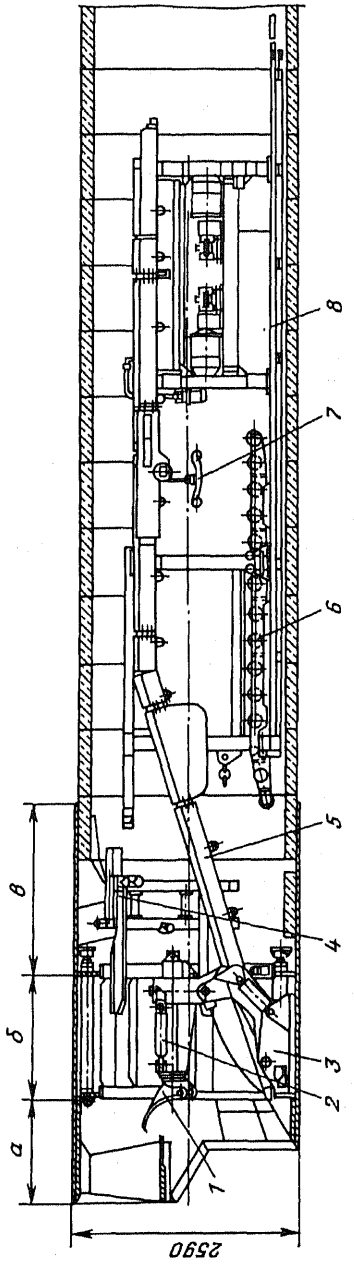


Рис. 2.4. Схема размещения технологического оборудования при использовании механизированного щита с экскаваторным рабочим органом:
а — вертикальные и горизонтальные элементы ножевой части; *б* — опорная часть щита с гидродомкратами; *в* — хвостовая часть щита; *1* — экскаваторный рабочий орган; *2* — привод рабочего органа; *3* — приемный лоток ленточного секционного конвейера; *4* — тросовый блокоукладчик; *5* — ленточный секционный конвейер; *6* — рольганг для подачи блоков к блокоукладчику; *7* — блокосъемник с траверсой; *8* — технологическая платформа

торе закреплены комбинированные режущие устройства в виде дисковых шарошек и стержневых резцов.

К механизированным щитам относят и щиты с горизонтальными рассекающими полками, применяемые в несвязных грунтах с естественной влажностью. Рассекающие полки расположены в ножевом кольце и несколько выдвинуты вперед по отношению к режущей кромке кольца. По высоте они размещены через 0,8–1,2 м (рис. 2.5). Забой оказывается разделенным на ярусы, в которых грунт рас-

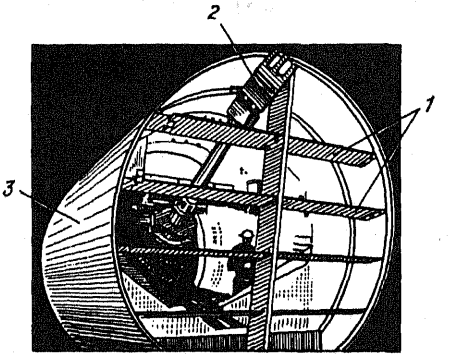


Рис. 2.5. Общий вид механизированного щита с рассекающими полками:
1 — ножевая часть щита ячеистой конструкции с горизонтальными полками; *2* — экскаваторный рабочий орган; *3* — оболочка щита

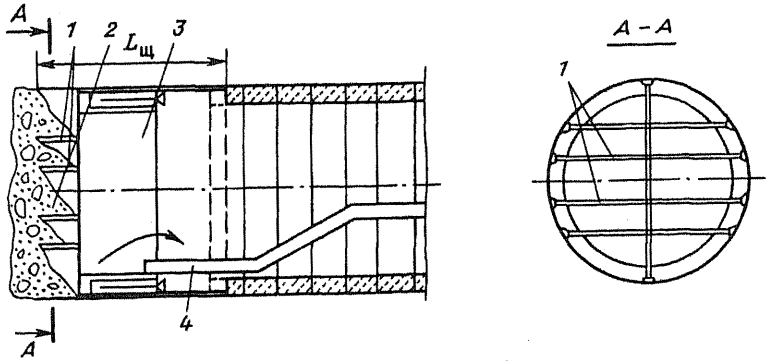


Рис. 2.6. Конструкция щита с рассекающими полками:
1 — горизонтальные рассекающие полки; *2* — разработанный грунт; *3* — опорная часть щита; *4* — конвейер-перегружатель

полагается под углом естественного откоса, обеспечивая устойчивость всего забоя без какого-либо крепления (рис. 2.6). Для уменьшения сопротивления продвижению щита режущие кромки полок заострены под углом 45°. Для сбрасывания грунта с полок предусмотрены специальные устройства различной конструкции. Разработанный грунт в лотковой части грузят погрузочной машиной.

Приведенные примеры, естественно, не исчерпывают всего многообразия горно-геологических условий и вариантов конструктивных типов рабочих органов щитов.

2.4. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЩИТОВ С ГИДРОПРИГРУЗОМ

Механизированные щиты с гидропригрузом созданы с целью расширения области применения обычных механизированных щитов и замены дорогостоящих специальных способов (водопонижение, замораживание и др.) при строительстве тоннелей в неустойчивых водоносных породах.

Конструктивно изменения сводятся к установке в головной части щита на расстоянии 0,6—0,8 м от режущей кромки герметичной перегородки, имеющей цилиндрическую форму. В образованную камеру подают материал, который создает в камере давление на забой — пригруз забоя, обеспечивающий условия для механизированной разработки последнего. В качестве рабочего органа используется роторный, находящийся в призабойной камере. Вращение рабочего органа осуществляется через вал от привода, расположенного в опорной части щита.

Используют следующие виды пригруза:

• гидравлический, представляющий собой тиксотропный бентонитовый раствор, подаваемый в камеру по трубопроводу;

• глинисто-грунтовый (шламовый), состоящий из разработанного грунта и густой глинистой пасты, подаваемой в забойную камеру;

• пеногрунтовый, образующийся в камере за счет подачи в нее вспенивающейся суспензии и перемешивания ее с грунтом;

• в грунтовый, создаваемый в забое рабочим органом специальной конструкции за счет дозированного и регулируемого выпуска через него разрабатываемого грунта.

Принципиальное отличие щитов с гидропригрузом состоит в использовании глинистого раствора для гидротранспортирования разрабатываемого грунта по трубопроводу на поверхность. При использовании иных видов пригруза предусмотрены выдача уплотненного грунта из камеры через специальный герметичный шнековый конвейер с затвором или питателем и погрузка его в рельсовый транспорт со стандартной схемой выдачи на поверхность. Наиболее распространенным является глинисто-грунтовый (шламовый) пригруз, который можно по существу считать универсальным для различных горно-геологических условий.

Основным достоинством щитов с гидропригрузом является возможность эффективного использования высокопроизводительных механизированных щитов в широком диапазоне горно-геологических и гидрогеологических условий при любой величине гидростатического давления без применения специальных способов. Не менее важны возможность дистанционного автоматизированного контроля за производственным процессом и резкое снижение величины осадок дневной поверхности.

Рассмотрим принципиальные схемы функционирования щитов с закрытой головной частью на примере наиболее удачных технических воплощений этого принципа.

ЩИТ С ПРИГРУЗОМ ИЗ ГЛИНИСТО-ТИКСОТРОПНОГО РАСТВОРА

Оборудование щитового комплекса состоит из двух блоков:

• подземного, включающего герметичный щит и сопутствующие ему оборудование и трубопроводы (рис. 2.7);

• поверхностного, состоящего из оборудования для приготовления и регенерации глинистого раствора.

В подземном блоке принята следующая расстановка оборудования. В забое находится механизированный щит с роторным рабочим органом, расположенным в герметичной камере. В камеру введены два трубопровода диаметром 150—200 мм: верхний — для подачи очищенного и регенерированного раствора и нижний — для отвода отработанного глинистого раствора и грунтовой пульпы. За щитом на рельсовом пути на платформах размещены: комплект оборудования, обеспечивающий циркуляцию глинистого раствора (насосы различного назначения), оборудование для сепарации гравия и крупных твердых включений и погрузки их в вагонетки и др. По мере продвижения щита оборудование перемещают вслед за забоем, трубопроводы удлиняют за счет телескопических

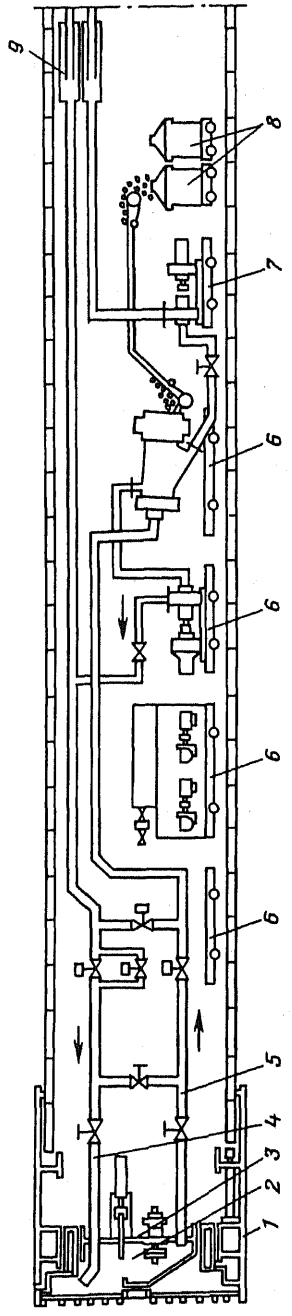


Рис. 2.7.Схема размещения технологического оборудования при использовании щита с гидротранспортированием грунта:
1 — герметичный щит; *2* — забойная камера; *3* — герметичная перегородка; *4* — трубопровод подачи в камеру бентонитовой суспензии; *5* — трубопровод для отвода шлама из камеры; *6* — платформы с насосным оборудованием различного назначения; *7* — блок оборудования для сепарации гравия и валунов с погрузочным конвейером; *8* — вагонетки для гравия; *9* — телескопические звенья для трубопроводов

звеньев. Имеется также платформа для мониторинга всех основных параметров технологического процесса с системой автоматики.

Наземный блок оборудования состоит из набора механизмов и емкостей для приготовления и регенерации бентонитовой суспензии. В него входят насосы различных типов, гидроциклоны, вибросита, конвейеры, баки-емкости и измерительная аппаратура. Оборудована и простейшая лаборатория для контроля параметров раствора. Наземный комплекс обычно называют глинистым хозяйством.

ЩИТЫ С ГЛИНИСТО-ГРУНТОВЫМ (ШЛАМОВЫМ) ПРИГРУЗОМ

В зависимости от конструкции головной части их подразделяют на щиты, в которых рабочий орган представлен в виде режущей головки, занимающей в забое сравнительно небольшую площадь (чаще всего это четырехлучевая крестовина с резцами и лопатками) и щиты, в которых рабочий орган перекрывает всю площадь забоя, представляя собой вращающийся диск с прорезями.

Щиты с глинисто-грунтовым пригрузом наиболее широко применяют в Японии. В технической документации и в литературе их подразделяют на два типа: ДК и «Кадей». Учитывая распространенность указанных щитов остановимся подробнее на их конструктивных особенностях.

Щит типа ДК. Общая компоновка щита (рис. 2.8) типовая. В опорной части он имеет гидравлические домкраты, в ножевой — герметичную диафрагму, в которой предусмотрен герметичный люк для прохода людей в камеру с целью осмотра рабочего органа и выполнения ремонтных работ. Также в ней имеются отверстия с клапанами для ввода пасты. Кроме того, паста поступает через пустотелый вал рабочего органа. В диафрагму вмонтированы клапаны для откачки воды, а также датчики для измерения давления грунтовой массы.

Рабочий орган щита — четырехлучевая крестовина с резцами в передней части для разработки грунта и лопатками для перемешивания раз-

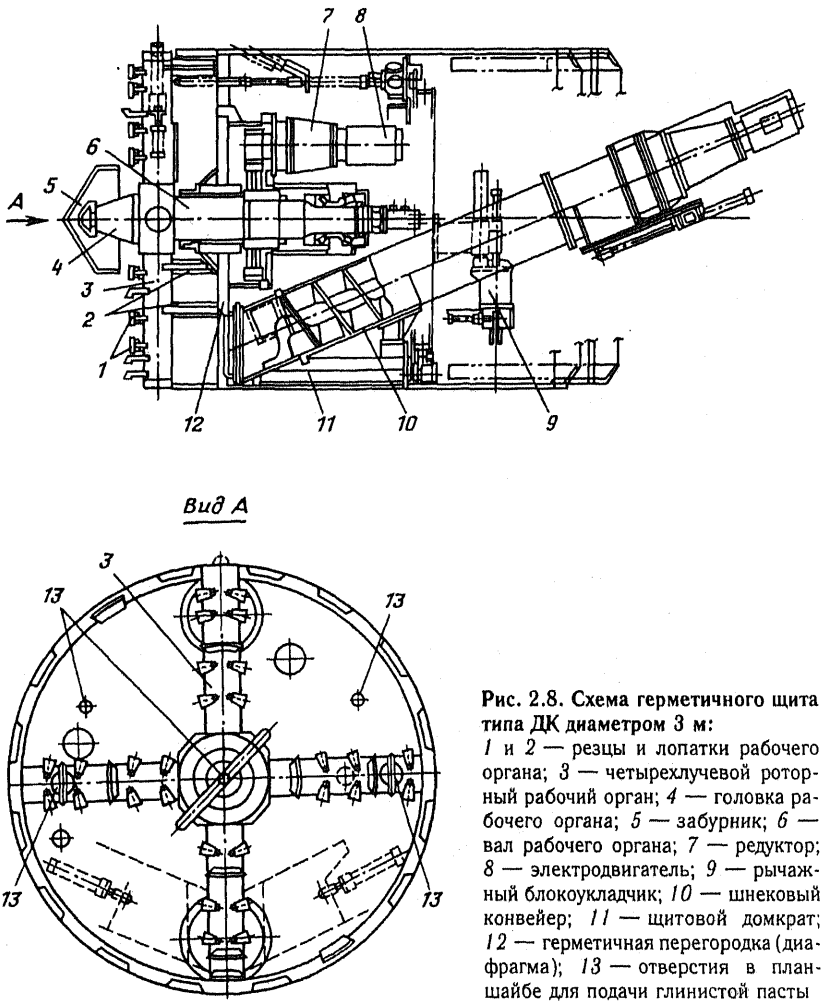
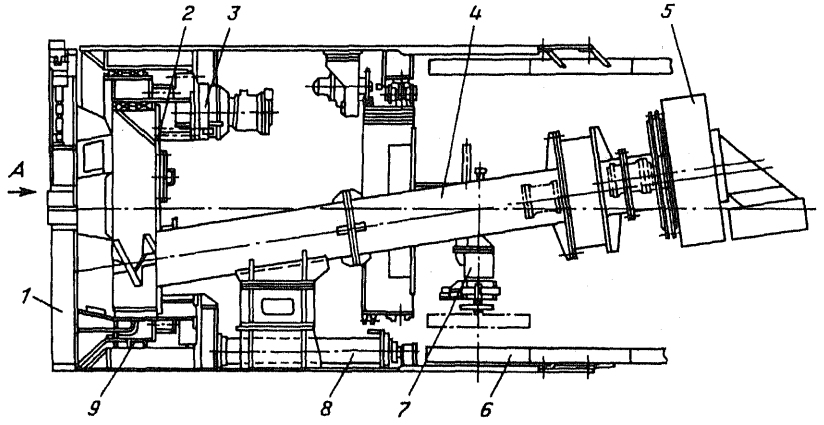


Рис. 2.8. Схема герметичного щита типа ДК диаметром 3 м:
1 и *2* — резцы и лопатки рабочего органа; *3* — четырехлучевой роторный рабочий орган; *4* — головка рабочего органа; *5* — забурник; *6* — вал рабочего органа; *7* — редуктор; *8* — электродвигатель; *9* — рычажный блокоукладчик; *10* — шнековый конвейер; *11* — щитовой домкрат; *12* — герметичная перегородка (диафрагма); *13* — отверстия в планшайбе для подачи глинистой пасты

работанного грунта и глинистой пасты. При пересечении плотных грунтов на лучах рабочего органа устанавливают фронтальные режущие пластины, армированные твердым сплавом. На участках с пропластками скальных пород осуществляют усиление лучей и устанавливают дополнительные дисковые резцы.

Для вывода из забоя глинисто-грунтовой массы в нижней части камеры имеется приемный люк наклонного шнекового конвейера, при необходимости перекрываемый специальной заслонкой-затвором.

Для монтажа обделки щит в хвостовой части оснащен радиальным блокоукладчиком. Технологический кольцевой зазор между хвостовой оболочкой щита и грунтом перекрыт специальным уплотнительным кольцом.



Вид А

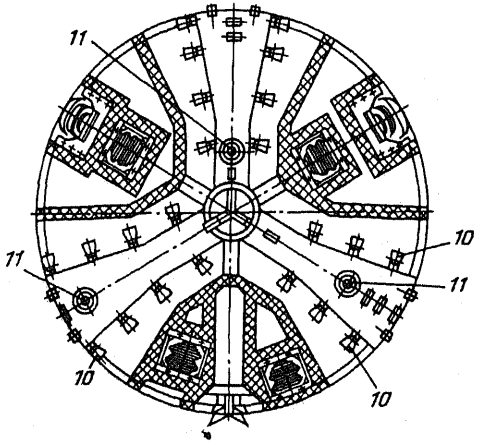


Рис. 2.9. Схема герметичного щита типа «Кадей» диаметром 2,67 м:
1 — дисковый рабочий орган; *2* — герметичная диафрагма; *3* — редуктор с электродвигателями; *4* — шнековый конвейер; *5* — роторный двигатель шнекового конвейера; *6* — обделка тоннеля; *7* — рычажный блокоукладчик; *8* — щитовой домкрат; *9* — главный подшипник; *10* — резцы исполнительного органа; *11* — отверстия с клапанами для подачи глинистой пасты

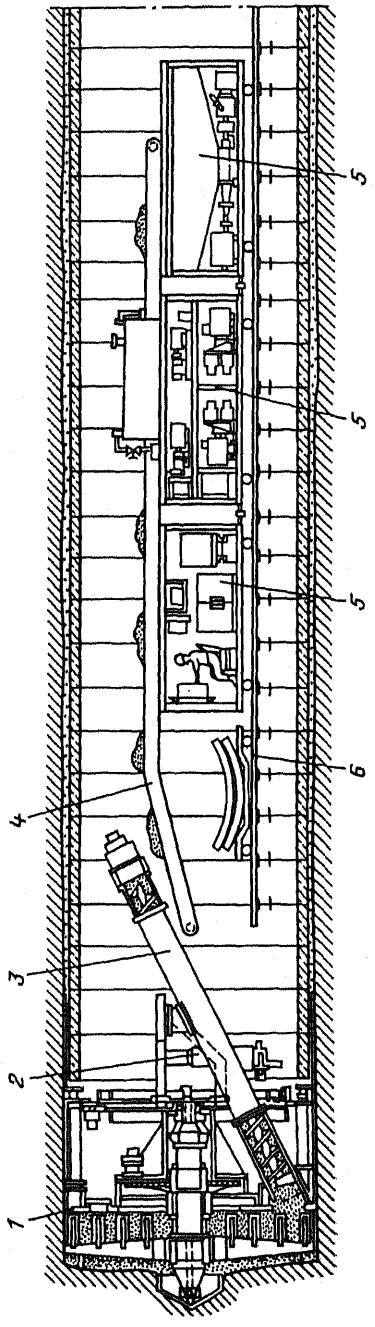


Рис. 2.10. Схема размещения технологического оборудования при использовании щитов с глинисто-грунтовым пригрузом (на примере щита типа «Кадей»):
1 — герметичный щит; *2* — рычажный блокоукладчик; *3* — шнековый конвейер; *4* — тоннельный конвейер; *5* — платформы с технологическим оборудованием (пульт контроля, насосное и электрооборудование); *6* — временный настил с переносными рельсовыми путями

Щиты типа ДК применяют в сильнопроницаемых грунтах. При большом гидростатическом давлении возможно отсечение шнекового конвейера от полости камеры с помощью затвора, регулирующего поступление на конвейер глинисто-грунтовой массы.

Щит типа «Кадей» (рис. 2.9) имеет рабочий орган роторного типа, оснащенный тремя лучами с резцами и дисками, а также выдвижными плитами для крепления поверхности забоя. Он вращается в несущем кольце щита. Рабочий вал неприводной и используется только для подачи глинистой пасты в забой через клапаны на лучах рабочего органа. Шнековый конвейер оснащен безосевым винтом, который входит в камеру и улучшает отбор грунта. Для разрушения валунов на рабочем органе устанавливают дисковые резцы.

Щит оснащен усовершенствованным пультом управления и мониторинга. В частности, предусмотрена система стабилизации забоя путем регулирования давления в забойной камере в зависимости от фактической грунтовой обстановки посредством изменения скорости вращения шнека конвейера. Для этого установлен компью-

тер с выведением на него показателей измерительных приборов и датчиков.

Щиты этого типа также состоят из двух блоков оборудования — подземного и поверхностного. В подземный блок (рис. 2.10) входят герметичный щит со щитовым шнековым конвейером и конвейер-перегружатель для транспортирования разработанного грунта в шахтные вагонетки. Вагонетки к стволу подают электровозом. Кроме того, на рельсовых путях размещены три технологические платформы с насосным оборудованием, а также оборудование для подачи в камеру глинистой пасты. Первым от щита расположен пульт дистанционного управления и контроля, на который поступает информация о величине давления глинисто-грунтовой массы на диафрагму щита, величине и скорости выдвижения щитовых домкратов, скорости вращения шнекового конвейера и плотности глинистой пасты в камере. Тоннельный конвейер размещен над технологической платформой.

Наземный блок включает оборудование, предназначенное для приготовления и подачи в забойную камеру глинистой пасты: бункеры для порошковых материалов, питатели, конвейер, насосы и емкости для пасты с лопастными побудителями. В наземном блоке размещен и насос для нагнетания глинистой пасты по трубопроводу в бак, расположенный на платформе подземного блока.

ЩИТЫ С ПЕНОГРУНТОВЫМ ПРИГРУЗОМ

Конструктивно они аналогичны щитам с глинисто-грунтовым пригрузом, но вместо глинистой пасты в герметичную камеру подают вспенивающий раствор поверхностно-активного вещества и целлюлозы с коэффициентом объемного расширения около 6.

Замена глинистой пасты на вспенивающий раствор позволяет отказаться от значительных затрат на бентонит и глинистый порошок и использовать более простое оборудование. При этом существенно улучшаются реологические свойства грунтовой массы, снижается вероятность заштыбовки грунта в забойной камере и на шнековом конвейере. Примерно на 20–30% уменьшается величина необходимого крутящего момента на рабочем органе щита и винте шнекового конвейера, повышается степень устойчивости забоя. Наконец, смешивание грунта с пеной создает благоприятные условия для его транспортирования по трубам с помощью насосов.

ЩИТЫ С ГРУНТОВЫМ ПРИГРУЗОМ

В отличие от рассмотренных щитов, где давление на забой создается за счет введения в забойную камеру глинистого раствора, глинистой пасты или вспенивающего компонента, в щитах с грунтовым пригрузом удержание забоя происходит только за счет пригруза от разрабатываемого грунта

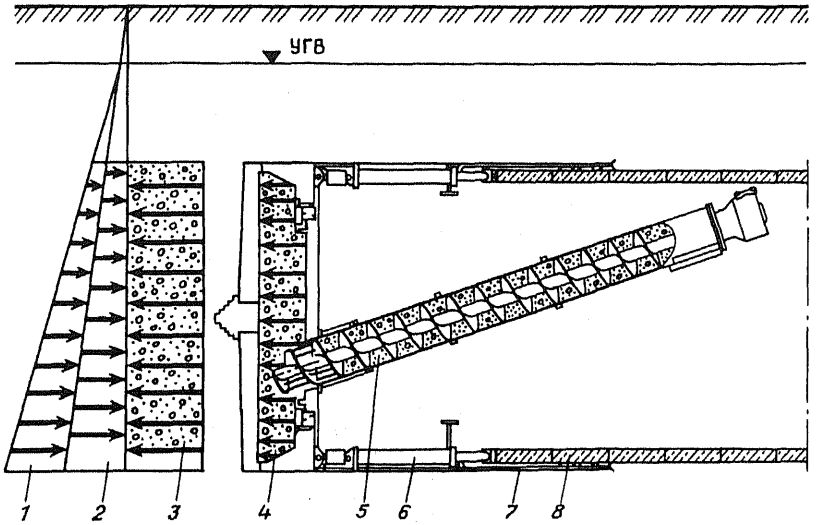


Рис. 2.11. Схема нагрузок на щит с грунтовым пригрузом:
1 — давление грунтовых вод $P_в$; *2* — давление грунта $P_г$; *3* — давление в призабойной зоне от разрабатываемого грунта $P_з > P_в + P_г$; *4* — давление внутри барабана рабочего органа $P_{р.о}$; *5* — шнековый конвейер; *6* — щитовой домкрат; *7* — хвостовая оболочка щита; *8* — обделка тоннеля

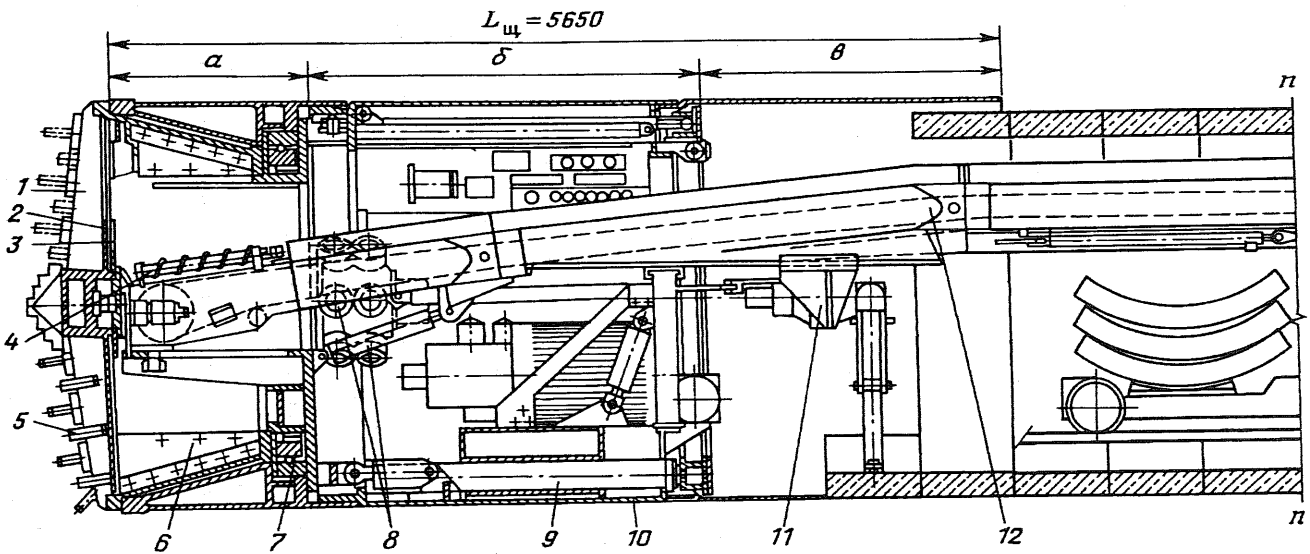
путем дозированного выпуска его за планшайбу рабочего органа. Для этого в ней имеются специальные окна с затворами и механизмом регулирования их открытия. Щиты не имеют герметичных перемычек. На рис. 2.11 приведены схема нагрузок и конструктивные элементы щита «Ловат».

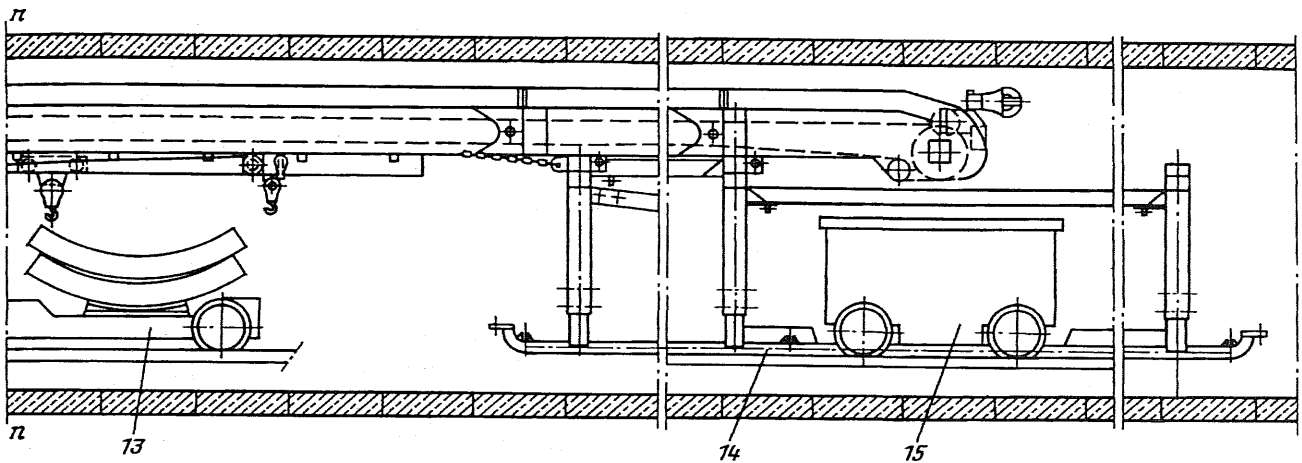
Щиты такого типа выпускает канадская фирма «Ловат» в основном для проведения тоннелей в неводоносных песках и глинистых грунтах с гравием и валунами. Диаметр щитов колеблется от 2 до 7,6 м.

На рис. 2.12 показана схема размещения технологического оборудования при использовании щитов с грунтовым пригрузом.

Щит с грунтовым пригрузом состоит из ножевой, опорной и хвостовой частей. Он оснащен щитовыми домкратами с распределительным кольцом, конвейером с короткими загрузочными шнеками и радиальным блокоукладчиком, расположенным в хвостовой части.

Рабочий орган щита имеет форму конического барабана, обращенного широкой частью к забою. Торцевая часть барабана, обращенная к забою, перекрывается секторами лобового листа с центральной втулкой и жестко закрепленными на барабане лучевыми балками с резцами. На центральной втулке насажены секторные створки, которые можно поворачивать с помощью гидродомкратов. Внутри барабанов имеются лопасти, передающие породу на конвейер, на противоположной стороне барабана — опорный подшипник с шестерней внутреннего зацепления и гидромоторы для вращения барабана. Рабочая жидкость к гидроцилиндрам


$L_щ = 5650$
а
б
в
п
п
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12



Рис, 2.12. Схема размещения технологического оборудования при использовании щитов с грунтовым пригрузом для тоннелей диаметром 2540 мм (тип «Ловат М-100»):

а, *б* и *в* — соответственно ножевая, опорная и хвостовая части щита; *1* — рабочий орган щита; *2* — лобовой лист с окнами (секторами); *3* — створки, перекрывающие окна; *4* — загрузочные шнеки щитового конвейера; *5* — резцы рабочего органа; *6* — лопасти внутреннего барабана; *7* — опорный подшипник с шестерней внутреннего сцепления; *8* — гидромоторы привода рабочего органа; *9* — гидродомкрат щита; *10* — гидросистема для продольного перемещения блокоукладчика; *11* — радиальный блокоукладчик; *12* — щитовой конвейер; *13* — блоковозка; *14* — технологическая платформа; *15* — вагонетка

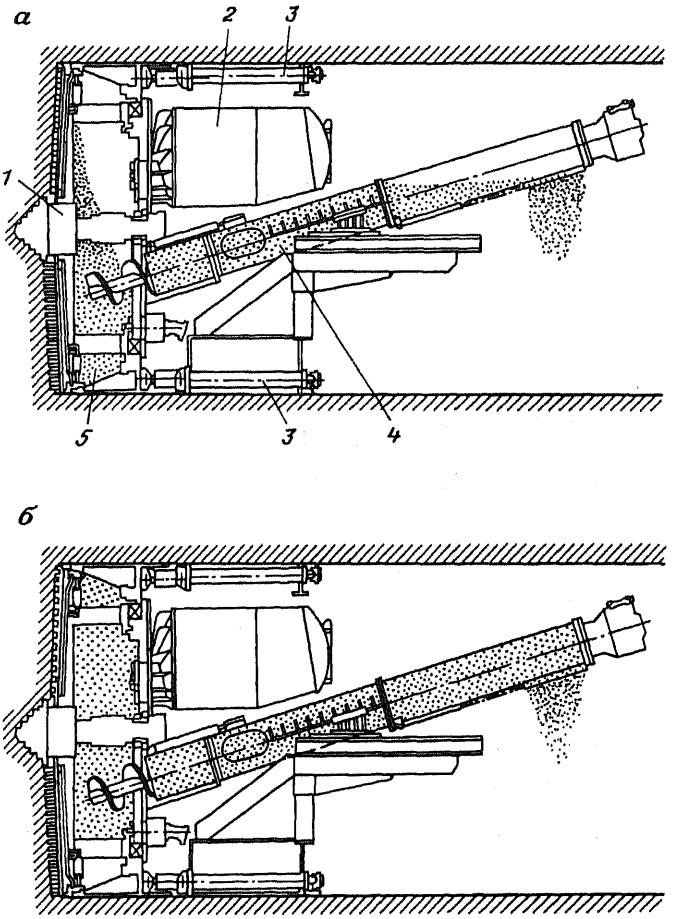


Рис. 2.13. Режимы работы щита с грунтовым пригрузом:
а — со свободным выпуском грунта; *б* — с пригрузом; *1* — рабочий орган щита; *2* — привод рабочего органа; *3* — гидродомкраты щита; *4* — шнековый конвейер; *5* — конический барабан рабочего органа

секторов подается через концевой распределитель на втулке. Во внутреннюю часть барабана введена приемная головка ленточного конвейера, оснащенная двумя короткими боковыми шнеками. Порода на шнеки падает с лопастей, размещенных внутри барабана. Конструкция рабочего органа предусматривает два режима работы: со свободным выпуском грунта и с пригрузом (рис. 2.13).

Блочную обделку возводят с помощью радиального блокоукладчика, который имеет возможность продольного перемещения по специальным направляющим.

Принципиально важной особенностью конструкции щита является наличие секторных створок в лобовой части рабочего органа, позволяющих плавно изменять размеры проемов, через которые грунт поступает внутрь щита. Грунт с конвейера перегружают в вагонетки и транспортируют электровозом. Щиты диаметром 3,6—4 м оснащают двумя конвейерами — щитовым и тоннельным.

Фирмой «Ловат» в последние годы разработана новая конструкция щита, впервые оснащенного шнековым конвейером и герметичной диафрагмой (см. рис. 2.13). Это новшество позволяет использовать щит как в режиме грунтового, так и глинисто-грунтового пригруза.

Щиты с грунтовым пригрузом используют главным образом в неводоносных песчаных и глинистых грунтах с включением гравия и некрупных валунов, а также в скальных породах с пределом прочности на сжатие до 50 МПа.

«СМЕШАННЫЕ» ЩИТЫ (МИКСОЩИТЫ)

Как известно, горно-геологические условия по трассе тоннеля только в редких случаях бывают однообразны. Чаще имеет место чередование различных по физико-механическим свойствам и обводненности грунтов. Использование сложных и дорогостоящих щитов с гидропригрузом на участках трассы с устойчивыми маловодоносными грунтами экономически нецелесообразно.

В последние годы ряд зарубежных фирм, в том числе фирма «Херренкнехт» (Германия), разрабатывают конструкции так называемых смешанных щитов, отличающихся от щитов со шламовым пригрузом тем, что предусмотрена возможность их работы как в режиме обычного механизированного щита, так и щита с гидропригрузом. Принципиально новым решением является применение полого вала рабочего органа, что позволяет при необходимости пропускать в камеру через него шнековый конвейер и работать в режиме шламового пригруза.

2.5. ВОЗВЕДЕНИЕ ОБДЕЛКИ

Возведение обделки тоннеля является завершающей операцией как при использовании полумеханизированных, так и механизированных щитов.

Как указывалось ранее, обделку тоннеля возводят в хвостовой части щита, она может быть выполнена из сборных элементов-блоков (тюбингов) или из монолитно-прессованного бетона.

В настоящее время наиболее распространена сборная обделка.

ВОЗВЕДЕНИЕ СБОРНОЙ ОБДЕЛКИ

В зависимости от горно-геологических условий и назначения тоннелей сборная обделка бывает двух видов: из железобетонных блоков и из тюбингов (железобетонных или чугунных).

Возведение обделки осуществляют в хвостовой части щита после его подвигания на ширину кольца обделки, для чего применяют специальные механизмы — блоко- или тюбингоукладчики. В щитах диаметром до 3,6 м блокоукладчик смонтирован в хвостовой части и составляет единое целое со щитом. В щитах большего диаметра применяют автономные блоко- или тюбингоукладчики, смонтированные на специальной раме или тележке.

Конструктивно укладчики обделки подразделяют на несколько типов, из которых наиболее распространены дуговые блокоукладчики и рычажные тюбингоукладчики (эректоры). Первый тип — дуговые блокоукладчики применяют в щитах диаметром до 3,6—4 м, эректоры — в щитах диаметром более 4 м. Они имеют преимущественное применение при строительстве перегонных и станционных тоннелей метрополитена.

Различия в конструкции укладчиков предопределяют последовательность установки блоков или тюбингов в кольце и выполнение основных проходческих операций.

Возведение обделки с помощью дугового (тросового) блокоукладчика. Основной несущей конструкцией укладчика являются два направляющих кольца с расположенными между ними роликами. Расстояние между кольцами немного больше ширины блока. Кольца размещаются в пределах хвостовой оболочки щита на подхватах, закрепленных на тележке или на опорной части щита. При помощи установленной внутри кольца лебедки с тросом блоки поочередно затаскивают на кольцо и по роликам перемещают в нужное положение, где временно фиксируют щитовыми домкратами. Схема блокоукладчика и порядок установки блоков показаны на рис. 2.14.

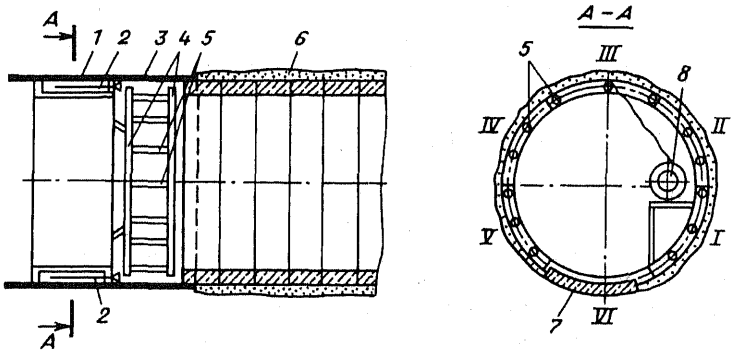


Рис. 2.14. Схема тросового блокоукладчика и последовательность (*I*—*VI*) установки блоков в кольце:
1 — опорная часть щита; *2* — щитовые домкраты; *3* — хвостовая часть щита; *4* — кольца каркаса блокоукладчика; *5* — роликовые опоры кольцевого рольганга; *6* — тампонажный раствор; *7* — блок обделки, перемещаемый к месту установки; *8* — электрическая лебедка с тросом

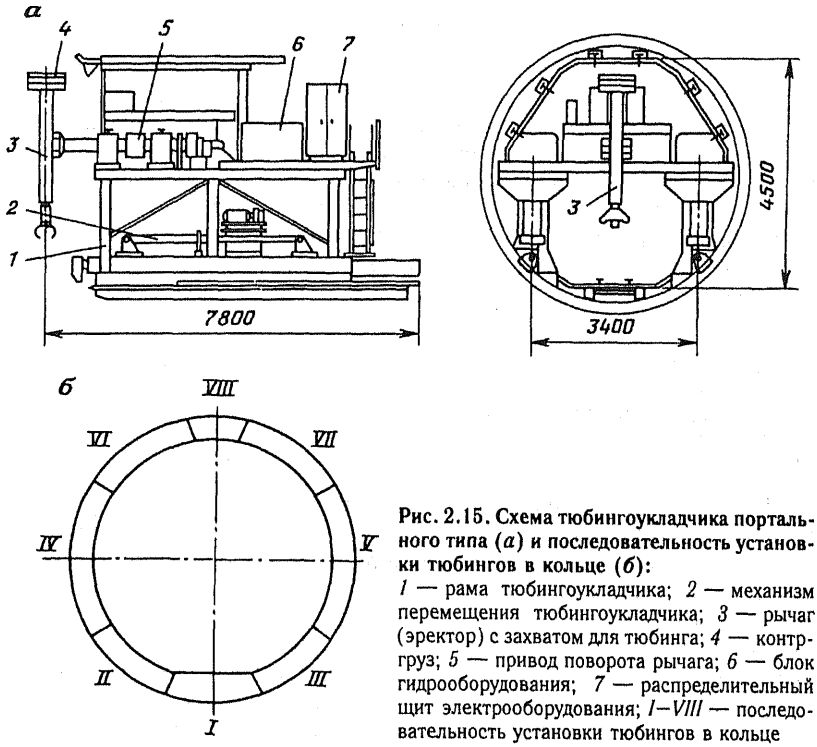


Рис. 2.15. Схема тюбингоукладчика портального типа (*а*) и последовательность установки тюбингов в кольце (*б*):
1 — рама тюбингоукладчика; *2* — механизм перемещения тюбингоукладчика; *3* — рычаг (эректор) с захватом для тюбинга; *4* — контргруз; *5* — привод поворота рычага; *6* — блок гидрооборудования; *7* — распределительный щит электрооборудования; *I—VIII* — последовательность установки тюбингов в кольце

Возведение обделки рычажным тюбингоукладчиком. Основной несущей конструкцией укладчика является массивная портальная рама, размещаемая на рельсовом ходу либо на специальных направляющих, смонтированных на тюбингах по бортам тоннеля. На раме находится привод, имеющий ось, расположенную параллельно оси тоннеля (рис. 2.15).

На оси смонтирован массивный рычаг, поворачивающийся на 360° в вертикальной плоскости, на котором с одной стороны имеется на штоке домкрата захват для тюбинга, на другом — противовес. Таким образом, размещенный на захвате тюбинг в вертикальной плоскости перемещают как по часовой стрелке, так и против нее рычагом, а в радиальном направлении — штоком домкрата. Это позволяет доставлять тюбинг для установки в любую точку по периметру сечения тоннеля.

Портальную раму за щитом перемещают либо специальными лебедками, либо домкратами, расположенными горизонтально.

Первым укладывают лотковый блок или тюбинг, затем поочередно тюбинги слева и справа. Замковый тюбинг или блок устанавливают по направлению, параллельному оси тоннеля.

ВОЗВЕДЕНИЕ МОНОЛИТНО-ПРЕССОВАННОЙ ОБДЕЛКИ

Монолитно-прессованную обделку возводят путем силового уплотнения — прессования свежеуложенной за опалубку бетонной смеси. Давление прессования меняется в пределах 1,5—3 МПа. Такое уплотнение имеет ряд преимуществ по сравнению со «свободной укладкой» бетонной смеси за опалубку. Во-первых, обеспечивается плотный контакт возведенной обделки с окружающим массивом, отпадает необходимость в тампонаже закрепного пространства, исключается просадка поверхности земли. Во-вторых, значительно возрастает прочность уложенного бетона.

Параметры бетонной смеси в средних условиях принимают следующими:

Состав (Ц:П:Щ)	1:2:2
Осадка конуса, м	6—8
Водоцементное отношение	0,5—0,6
Расход цемента, кг/м^3	450—500
Марка цемента	400

Для возведения монолитно-прессованной обделки используют опалубку, перестановщик опалубки и бетоноукладочное оборудование. Что касается устройств для прессования бетона, то наиболее распространена схема с использованием в качестве прессующих устройств щитовых домкратов и специального прессующего кольца (рис. 2.16). В песчаных, песчано-глинистых и мягких глинистых грунтах прессование бетонной смеси происходит в хвостовой оболочке щита. Для этого после установки передней секции опалубки в заопалубочное пространство подают бетонную смесь. Прессование осуществляют прессующим кольцом, находящимся в кольцевом зазоре между опалубкой и оболочкой щита и соединенном со щитовыми домкратами. На заключительном этапе, при передвижке щита и сходе хвостовой оболочки с обделки выполняют перепрессование смеси с целью заполнения образовавшегося зазора.

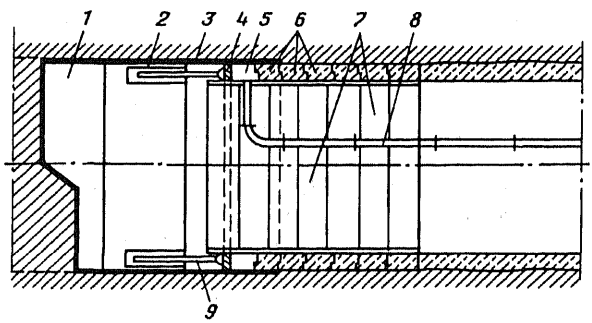


Рис. 2.16. Схема возведения монолитно-прессованной обделки:
1 — ножевая часть щита; *2* — гидродомкрат; *3* — хвостовая часть щита; *4* — прессующее кольцо; *5* — прессуемая порция бетонной смеси; *6* — уложенный (опрессованный) бетон; *7* — секции опалубки; *8* — бетоновод; *9* — шток домкрата

2.6. ЗАКРЕПНЫЙ ТАМПОНАЖ

При возведении сборной обделки между ее наружной поверхностью и грунтом остается так называемый технологический зазор шириной 30—50 мм, который должен быть перекрыт, т.е. заполнен в кратчайший срок тампонажным раствором. Заполнение технологического зазора создает плотный контакт обделки с окружающим массивом, т.е. вводит ее в работу и способствует предотвращению осадок вышележащих слоев грунта.

Состав тампонажного раствора выбирают в зависимости от типа обделки и обводненности грунта с учетом очередности проведения работ. Различают: первичное нагнетание, когда непосредственно после монтажа обделки во второе или третье кольцо от щита нагнетают цементно-песчаный или гравийно-песчаный раствор состава 1:2 или 1:3, и контрольное нагнетание цементного раствора, которое осуществляют на расстоянии 15—20 м от щита. Первичное нагнетание осуществляют под давлением до 0,5 МПа, контрольное — растворонасосами высокого давления.

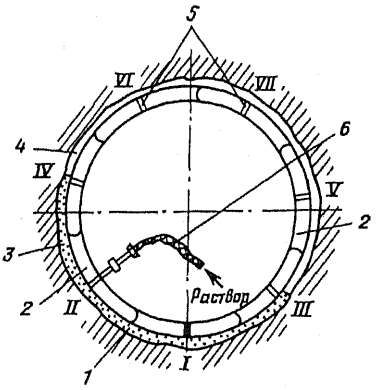


Рис. 2.17. Схема тампонирования закрепного пространства:
1 — грунтовая поверхность; *2* — блоки обделки; *3* — тампонажный раствор; *4* — кольцевой технологический зазор; *5* — отверстия в блоках для нагнетания раствора; *6* — растворопровод с инъектором; *I—VII* — последовательность нагнетания раствора в блоки

Первичное нагнетание в очередное кольцо обделки осуществляют через специальные тампонажные отверстия в блоках или тюбингах в направлении от лотка вверх симметрично справа и слева (рис. 2.17). Причем торцевой зазор между обделкой и грунтом перекрывают — конопатят древесными стружками, паклей, смоченной в цементном растворе, глиной, деревянными клиньями.

Нагнетание ведут до появления тампонажного раствора в отверстиях вышележащих блоков. После этого нагнетание прекращают, а нагнетательное сопло устанавливают в отверстие вышележащего блока, а нижнее — закрывают пробкой.

Нагнетание проводят с помощью растворонагнетателей по резиновым шлангам к наконечникам, вставляемым в тампонажные отверстия в блоках или тюбингах. Создано оборудование для одновременного нагнетания раствора в несколько отверстий кольца обделки в автоматическом режиме.

2.7. ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ ПРИ ЩИТОВОЙ ТЕХНОЛОГИИ

При щитовой технологии, как и при буровзрывной или комбайновой, производственный процесс складывается из ряда операций, которые протекают во времени, имеют определенный порядок и последовательность их выполнения.

Под операцией, в широком ее толковании, понимают действия, направленные на достижение поставленной цели. Например, при щитовой технологии это — разработка грунта, его погрузка и транспортирование, передвижение щита, возведение обделки и т.д. Проходческие операции, как известно, имеют цикличный характер, т.е. повторяются через определенный промежуток времени, который принято называть продолжительностью проходческого цикла. В течение цикла выполняют законченный круг операций и выработка удлиняется на определенную линейную величину. Наиболее сложна структура проходческого цикла при буровзрывной технологии, несколько проще — при комбайновой и наиболее проста — при щитовой в силу сравнительно небольшого числа операций, фиксированных трудоемкости и продолжительности их выполнения и четкой привязки к конечной величине подвигания забоя, равной ширине кольца возводимой блочной обделки.

Структура проходческого цикла при щитовой технологии зависит от конструкции щитов. Наиболее четко выделены проходческие операции в полумеханизированных щитах, более сглажены они в механизированных щитах и щитах с гидропригрузом, где разработка грунта, его погрузка и транспортирование представляют собой единый процесс, часто полностью механизированный или автоматизированный.

Для более ясного понимания сущности щитовой технологии рассмотрим организацию работ и структуру проходческого цикла для наиболее простого варианта — полумеханизированного щита. Здесь имеет место следующий перечень операций: разработка грунта, которую можно осуществлять вручную с помощью отбойных молотков и др.; погрузка грунта, осуществляемая автономными погрузочными машинами горного типа; транспортирование разработанного грунта коротким ленточным щитовым конвейером. Последующая транспортная схема: конвейер-перегружатель — вагонетки — электровоз. При обычной горнопроходческой технологии далее уместно было бы упомянуть о конструкции и возведении временной крепи, однако, с учетом того, что проходческий щит сам является передвижной временной крепью, эта операция выпадает из перечня и возникает новая: передвижка щита вперед к забою, которую, как известно, осуществляют с помощью специальных щитовых домкратов на ширину одного кольца обделки, т.е. на 700 мм. Завершающей операцией является возведение очередного кольца сборной блочной обделки с помощью блоко- или тюбингоукладчика немедленно после передвижки щита. На этом, по существу, завершается цикл операций, связанный с проведением и креплением тоннеля на величину подвигания щита. Однако специфика щитовой технологии при использовании блочной обделки

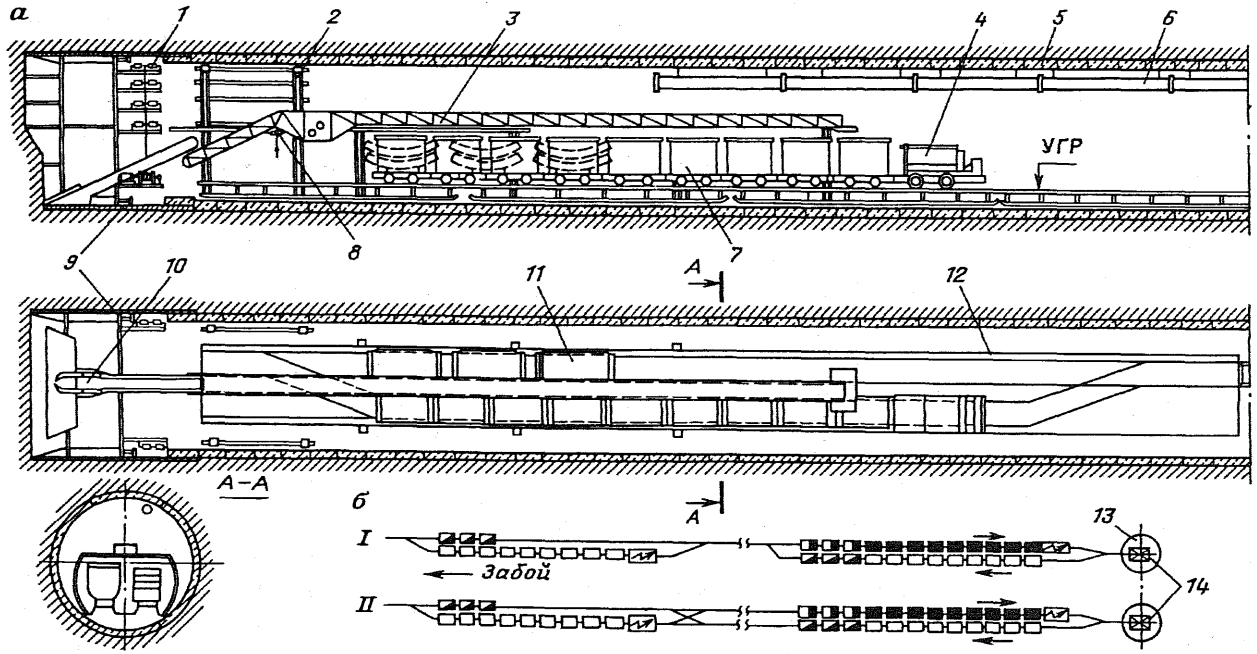


Рис. 2.18. Схема размещения технологического оборудования при использовании щита КЩ-4БП (*а*) и схемы обмена вагонеток (*б*): *1* — блокоукладчик; *2* — предохранительная крепь; *3* — транспортер-перегружатель; *4* — электровоз АМ-8; *5* — тоннельная крепь; *6* — став вентиляционных труб; *7* — неопрокидная вагонетка; *8* — тельфер; *9* — проходческий щит; *10* — питатель; *11* — платформа-блокировка; *12* — технологическая платформа; *13* — монтажный ствол; *14* — клеть

такова, что существует необходимость выполнения еще одной операции: закрепного тампонажа — заполнения тампонажным раствором технологического зазора между грунтом и наружной поверхностью блока, что позволяет немедленно вводить в работу возведенное кольцо обделки. Эту операцию проводят с отставанием на 1—2 установленных кольца и выполняют на завершающем этапе проходческого цикла.

С точки зрения последовательности организации работ для щитовой технологии типична *комбинированная схема*, при которой часть операций выполняют по параллельной схеме, т.е. совмещая их во времени, а другую часть — по последовательной.

По параллельной схеме выполняют разработку, погрузку и транспортирование грунта; по последовательной — передвижку щита, возведение обделки и закрепный тампонаж. Причем комбинированная схема организации работ типична как для полумеханизированных, так и для механизированных щитов.

Итак, в основу организации работ при щитовой технологии положен цикличный принцип, при котором выполнение всего перечня операций цикла позволяет получить отрезок тоннеля, равный ширине кольца обделки. Этот организационный принцип формализуется в виде графика цикличности или циклограммы, в которую входят продолжительности следующих операций: разработки грунта на величину заходки, передвижки щита, возведения обделки, зачистки лотка щита, выполнения вспомогательных операций, проверки и корректировки положения щита, первичного нагнетания цементно-песчаного раствора в очередное кольцо обделки и всего цикла.

В качестве примера приведем проект производства работ (ППР) строительства коллекторного тоннеля диаметром 4 м со сборной обделкой.

№№ п/п	Наименование работ	Объем работ за цикл	Число рабочих	Время, мин	1						2					
					10	20	30	40	50	60	10	20	30	40	50	60
1	Прием смены, осмотр забоя и комплекса	–	6	10												
2	Разработка забоя с передвижкой щита и погрузкой породы, м³	10,25	6	50												
3	Зачистка лотка, м³	0,15	3	10												
4	Разгрузка блоков и возведение обделки, число блоков	6	3	35												
5	Транспортирование породы, доставка элементов обделки	–	9	45												
6	Проверка щита	–	1	15												
7	Вспомогательные работы	–	5–6	30												

Рис. 2.19. График организации работ при использовании щита КЩ-4БП (4 цикла в

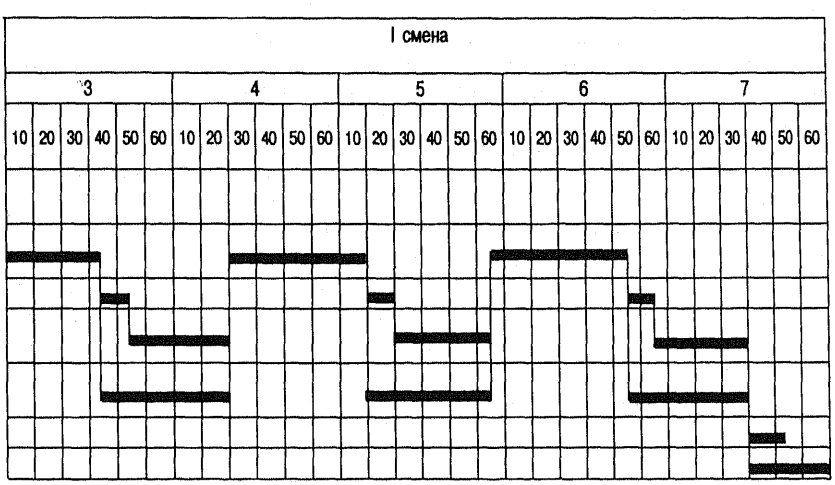
Тоннель сечением в свету 10,2 м^2 и в проходке 12,6 м^2 проводят в слабоустойчивых грунтах с коэффициентом крепости по шкале М.М. Протодьяконова $f = 0{,}3 \div 0{,}6$.

Для проведения тоннеля принят механизированный щит с комплексом оборудования, позволяющим вести проходку как в устойчивых, так и в слабоустойчивых породах. Для возведения крепи в этом щите используют дуговой (тросовый) блокоукладчик (рис. 2.18).

Разработку забоя осуществляют с помощью горизонтальных рассекающих комбинированных площадок с рессорными дозаторами. Породу, поступающую с площадок, загружают с помощью пластинчатого питателя на удлиненный транспортер-перегружатель и далее в 9 неопрокидных вагонеток вместимостью 1,3 м^3 каждая. Маневры с вагонетками при погрузке и откатке составов, а также блоковозками осуществляют электровозом типа АМ-8 или АРП-2М. Для ускорения выполнения обменных операций и необходимых маневров предусмотрено устройство стрелочных переводов и съездов как на технологической платформе, так и у монтажного ствола. В выработках значительной протяженности для этой цели иногда используют два пути или устраивают разминовки в тоннеле.

Обделка тоннеля — сборная из крупных железобетонных блоков трапециевидной формы. Для проветривания забоя применяют установки, состоящие не менее чем из двух осевых вентиляторов (один из которых — резервный) и вентиляционных труб диаметром 300—500 мм. Схема проветривания — нагнетательная.

В забое принята следующая организация работ (рис. 2.19). Проходческий цикл начинается с доставки в забой состава из трех блоковозок с блоками и девяти порожних вагонеток. Состав расцепляют, под транспортер-перегружатель ставят с одной стороны — блоковозки с блоками,



смену)

с другой — порожние вагонетки и начинают разработку забоя с передвижкой щита и погрузкой породы. На этих операциях заняты 6 человек в течение 50 мин. Затем 6 проходчиков за 45 мин выполняют работы по зачистке лотка, разгрузке блоков и возведению крепи. Параллельно с указанными операциями транспортируют грунт и пустые блоковозки к стволу и доставляют элементы крепи и порожняк для новой заходки. На этом цикл проходческих работ заканчивается. В конце смены осуществляют проверку положения щита в профиле и плане, а также вспомогательные и прочие работы. На выполнение указанных операций графиком предусмотрено 30 мин.

При строительстве указанного тоннеля были достигнуты следующие технико-экономические показатели:

Скорость проведения выработки, м/мес	198
Подвигание забоя за цикл, м	0,75
Число циклов в смену	4
Число проходчиков в смену	9
Производительность труда, м/чел.-смену ($м^3$ в свету/чел.-смену):	
общая	0,33(0,5)
подземного рабочего	3,4 (5,1)

2.8. ВОЗВЕДЕНИЕ В ТОННЕЛЯХ ВНУТРЕННЕЙ БЕТОННОЙ ИЛИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБОЛОЧКИ

Кроме возведения сборной обделки из железобетонных блоков при щитовом способе для коллекторных тоннелей малых и средних диаметров нередко практикуют возведение внутри кольца сборной тоннельной обделки внутренней оболочки («рубашки»).

Чаще всего такую конструкцию возводят при городском и промышленном строительстве в тоннелях, используемых для отвода сточных вод с вредными отходами. При этом преследуют цель не только увеличения надежности, долговечности и водонепроницаемости тоннеля, но и полного исключения вероятности фильтрации в окружающий массив вредных веществ. Толщина возводимой оболочки обычно составляет около 250 мм. Конструкция тоннельной обделки с рубашкой представлена на рис. 2.20, *а*.

Внутреннюю оболочку возводят после завершения всех проходческих операций на достаточно протяженном участке тоннеля, обычно между двумя соседними шахтами. Перед ее возведением демонтируют рельсовый путь, убирают строительный мусор, промывают лотковую часть тоннеля. Затем на участке тоннеля длиной 4—6 м устанавливают арматуру (иногда в виде армокаркаса), которую прикрепляют к тоннельной обделке штырями, забиваемыми в швы между блоками, или крепят к монтажным петлям блоков.

После монтажа арматуры на указанном участке тоннеля выставляют опалубку и, начиная с лотка, в обе стороны вверх подают бетонную смесь. При этом опалубку наращивают.

Практически все работы выполняют вручную, кроме вибрирования бетона электровибраторами. Темпы возведения низкие при высоких тру-

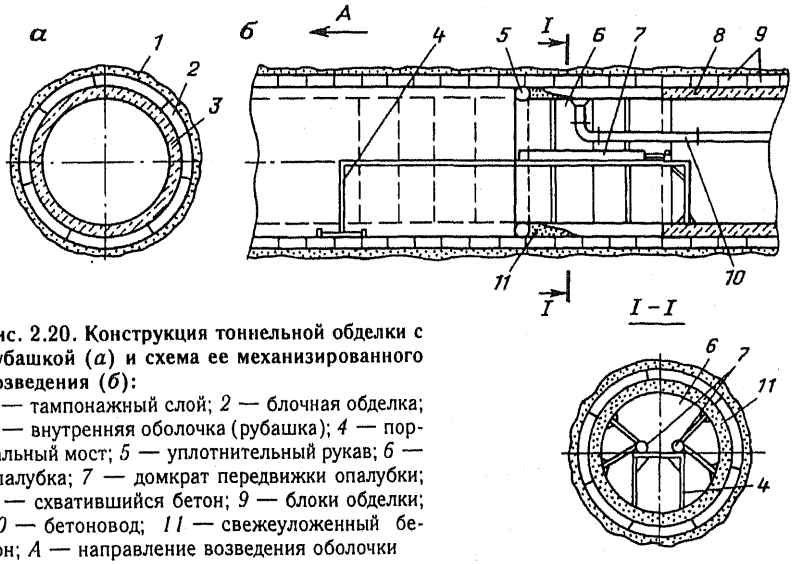


Рис. 2.20. Конструкция тоннельной обделки с рубашкой (*а*) и схема ее механизированного возведения (*б*):
1 — тампонажный слой; *2* — блочная обделка; *3* — внутренняя оболочка (рубашка); *4* — портальный мост; *5* — уплотнительный рукав; *6* — опалубка; *7* — домкрат передвижки опалубки; *8* — схватившийся бетон; *9* — блоки обделки; *10* — бетоновод; *11* — свежеуложенный бетон; *А* — направление возведения оболочки

дозатратах. В тоннелях малых и средних диаметров скорость возведения внутренней оболочки составляет 60—80 м/мес, трудозатраты на 1 м тоннеля — 30—50 чел.-ч. Применение такой технологии оправдано лишь на коротких участках тоннелей малого диаметра.

При механизированном способе используют типовую технологию возведения монолитной бетонной обделки, т.е. применяют механизированную металлическую складывающуюся опалубку и подачу бетонной смеси по трубам с помощью бетононагнетателей или бетононасосов. Схема механизированного возведения оболочки приведена на рис. 2.20, б.

Весьма важным элементом этой схемы является применение специального надувного рукава из эластичного материала для перекрытия свободного торца опалубки (противоположный торец смыкается с ранее уложенным и затвердевшим бетоном оболочки). Надувной рукав вводят в заопалубочное пространство и подают в него сжатый воздух. При этом торцевое пространство плотно перекрывается и вытекание бетона исключено. После схватывания бетона воздух стравливают и рукав переносят на новое место.

При выборе средств подачи бетона предпочтение обычно отдают бетононасосам, которые обладают большой дальностью подачи по горизонтали (200—250 м) и по вертикали (30—50 м) и могут быть размещены не в тоннеле, а на поверхности вблизи шахты.

Из отечественных бетононасосов предпочтительнее насосы СБ-95А, СБ-123, С-296, из зарубежных — насосы фирм «Штеттер», «Швинг», «Вибау», «Шеель» и др.

Механизированный способ увеличивает скорость возведения «рубашки» до 10—15 м/сут и улучшает ее качество.

2.9. ВВОД ЩИТА В ЗАБОЙ

Важным этапом работ при щитовой технологии является ввод щита в забой.

В зависимости от условий строительства ввод осуществляют из ствола шахты (для щитов малого и среднего диаметра) или из специальной монтажной камеры (для щитов средних и больших диаметров) на объектах метрополитена, а также из отрытого котлована или портала.

Ввод щита в забой из ствола. Из ствола щиты вводят в забой чаще при строительстве коллекторных (коммунальных) тоннелей малого и среднего диаметра.

По положению по трассе тоннеля стволы подразделяют на монтажные, демонтажные и вспомогательные. Глубина таких стволов в условиях города составляет от 10—12 до 20—25 м. Как следует из названий, через *монтажный ствол* осуществляют опускание щита и его ввод в забой, через *демонтажный* — демонтаж щита и подъем его на поверхность после завершения проходческих работ по всей трассе или на каком-либо ее участке. При значительной протяженности участка трассы проходят *вспомогательные стволы* с целью улучшения условий транспортирования и вентиляции. Вспомогательные стволы закладывают, как правило, в местах будущих стационарных камер — объектов, входящих в перечень подземных сооружений тоннельного комплекса.

Форма поперечного сечения стволов — круглая или прямоугольная. Диаметр круглого монтажно-демонтажного ствола должен быть на 30—40 см больше диагонали проекции щита с козырьком, а длина прямоугольного ствола — больше длины щита с козырьком примерно на 0,7—0,8 м, ширина — на 0,5 м больше диаметра щита.

После завершения проходческих работ в стволе и достижения им проектной глубины приступают к работам по опусканию и введению щита в забой. Для этого на месте будущего забоя тоннеля в крепи ствола прорезают проем круглой формы диаметром на 10 см больше диаметра щита. На противоположной стороне сооружают опорную стенку для восприятия усилий домкратов щита при врезке.

В пространстве между щитом и опорной стенкой выкладывают из блоков полулоток на половину диаметра щита по высоте (рис. 2.21). Полулоток служит опорой для домкратов в нижней половине щита.

Для упора верхних домкратов между ними и опорной стенкой ставят распорки из бревен. Чтобы при вводе в забой щит не отклонился от заданного направления, его плотно фиксируют в проектном положении путем подсыпки песка с двух сторон до половины диаметра. Спуск щита в забой осуществляют с помощью стреловых самоходных кранов. После завершения подготовительных мероприятий через круговой проем в стенке ствола с помощью щитовых домкратов нож щита врезается в грунт.

Грунт разрабатывают вручную и выбрасывают в блочный полулоток. По мере продвижения щита обделку устанавливают по всему периметру сечения.

После заглубления щита на 10—20 колец с выполнением тампонажных работ разбирают упорные устройства. В стволе оборудуют бадьевое

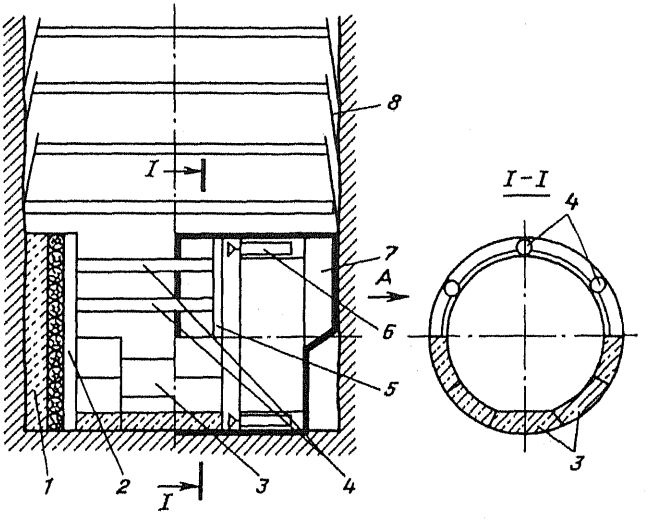


Рис. 2.21. Схема ввода щита в забой через вертикальную шахту:
1 — опорная стенка; *2* — металлическая опорная рама; *3* — блоки полукольца; *4* — деревянные распорки; *5* — металлическое полукольцо в верхней части щита; *6* — щитовой домкрат; *7* — ножевая часть щита; *8* — временная крепь шахты; *А* — направление врезки щита

и лестничное отделения. На поверхности устанавливают подъемные краны или шахтный подъемник. Приступают к строительству тоннеля соответственно графику организации работ.

Ввод щита в забой из монтажной камеры. Этот вариант в основном применяют при строительстве станционных или перегонных тоннелей метрополитена глубокого заложения.

Сооружают специальную монтажную камеру, размеры которой определяют, исходя из размеров щита и необходимых зазоров: между щитом и сводом камеры 0,6—0,8 м, по бортам щита — 0,75—0,8 м.

Длину камеры устанавливают с учетом обеспечения возможности сборки крепеукладчика при выдвинутом щите. Исходя из этого, длину камеры для перегонных щитов метрополитена принимают от 6 до 9 м.

Обделку камеры возводят из монолитного бетона или железобетона, причем помимо обычного расчета ее проверяют на монтажные нагрузки: свод — на вес поднимаемого груза, торцевые стены — на усилия щитовых домкратов. В лотковой части камеры возводят обратный свод, на котором располагают опорную бетонную подушку с омоноличенными в ней железнодорожными рельсами.

Для сборки щита камеру оснащают подъемным оборудованием: лебедками, талями и др. В своде камеры монтируют специальные балки.

Для передвижки щита используют гидродомкраты, расположенные в нижней его части. Упором для них служит возведенная в лотке подушка.

После полного ввода щита в забой вслед ему теми же монтажными средствами монтируют тюбингоукладчик.

Возведение монтажной камеры. В зависимости от горно-геологических условий и размеров камеры применяют один из так называемых горных способов: способ опертого свода или опорного ядра с использованием временной деревянной крепи.

ГЛАВА 3
МИКРОЩИТОВАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ПРОКЛАДКИ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В последнее десятилетие существенно возросла потребность в строительстве, ремонте и реновации (обновлении) подземных трубопроводов коммунального назначения. При этом все большее внимание уделяют бестраншейной технологии работ, как наиболее эффективной и экономичной.

Среди разнообразных способов бестраншейной технологии, таких как продавливание, шнековое бурение, ударно-импульсный и статический проколы, горизонтальное бурение и др., особое место занимает микротоннелирование, позволяющее проводить микротоннели диаметром от 250 до 800 мм и протяженностью от нескольких десятков до сотен метров в управляемом режиме с высокими темпами. Микротоннелирование (механизированная безлюдная прокладка трубопроводов) нашло широкое применение и при преодолении самотечными и напорными трубопроводами рек, каналов, водоемов и грунтовых массивов с активными физико-геологическими проявлениями, например, оползнями.

Микрощиты широко используют не только при проведении новых микротоннелей, но и для реновации и ремонта существующих трубопроводов, в частности для замены износившихся керамических канализационных труб с предварительным их разрушением, дроблением и измельчением рабочим органом щита. Для этого в микрощит встраивают коническую микродробилку. Керамическую крошку, прошедшую через дробилку, в измельченном состоянии транспортируют по микротоннелю с помощью шнека. Таким образом, замену старого, износившегося канализационного трубопровода осуществляют не путем прокладки нового параллельно существующему, а по трассе старого коллектора. Идеи микротоннелирования и их практическая реализация находят широкое распространение в мировой практике тоннелестроения.

Микротоннели для прокладки подземных коммуникаций, в обобщенном варианте называемые продуктопроводами, в нормативной документации подразделяют по принципу возможности нахождения

человека в рабочем пространстве на *проходные*, т.е. пригодные для прохода человека, и *непроходные*. Установлены следующие нижние пределы размеров для проходных трубопроводов, мм:

Диаметр труб	800
Высота трубопровода с овальной формой сечения	800–1200
Ширина и высота трубопровода с прямоугольной формой сечения	600 × 800

Приведенные цифры говорят о том, что человек может находиться и работать в забое трубопровода, однако вопросы безопасности, вентиляции и возникновение экстремальных ситуаций ограничивают протяженность проходки.

Трубопроводы, имеющие размеры менее приведенных величин, относят к непроходным и их проведение осуществляют с помощью микротоннельных комплексов.

Проведение микротоннелей диаметром 0,8–2 м также условно относят к микротоннелированию, однако в этом случае наряду с вариантами дистанционного управления возможно присутствие рабочих в забое тоннеля для управления механизмами и выполнения отдельных производственных операций. Для этого случая разработаны и применяются традиционные средства транспорта — малогабаритные вагонетки и миниэлектровозы. По мере возрастания диаметра тоннеля и приближения его к двухметровой величине разработку грунта, его погрузку и транспортирование осуществляют по принципам обычной щитовой технологии.

Основные задачи микрощитовой технологии (МЩТ) сводятся к следующим:

- прокладка новых коллекторов и отводов в зоне сплошной городской застройки под улицами, где вскрытие дневной поверхности сопряжено с большими расходами и транспортными проблемами;
- реконструкция и реновация инженерных сетей в районах старой застройки.

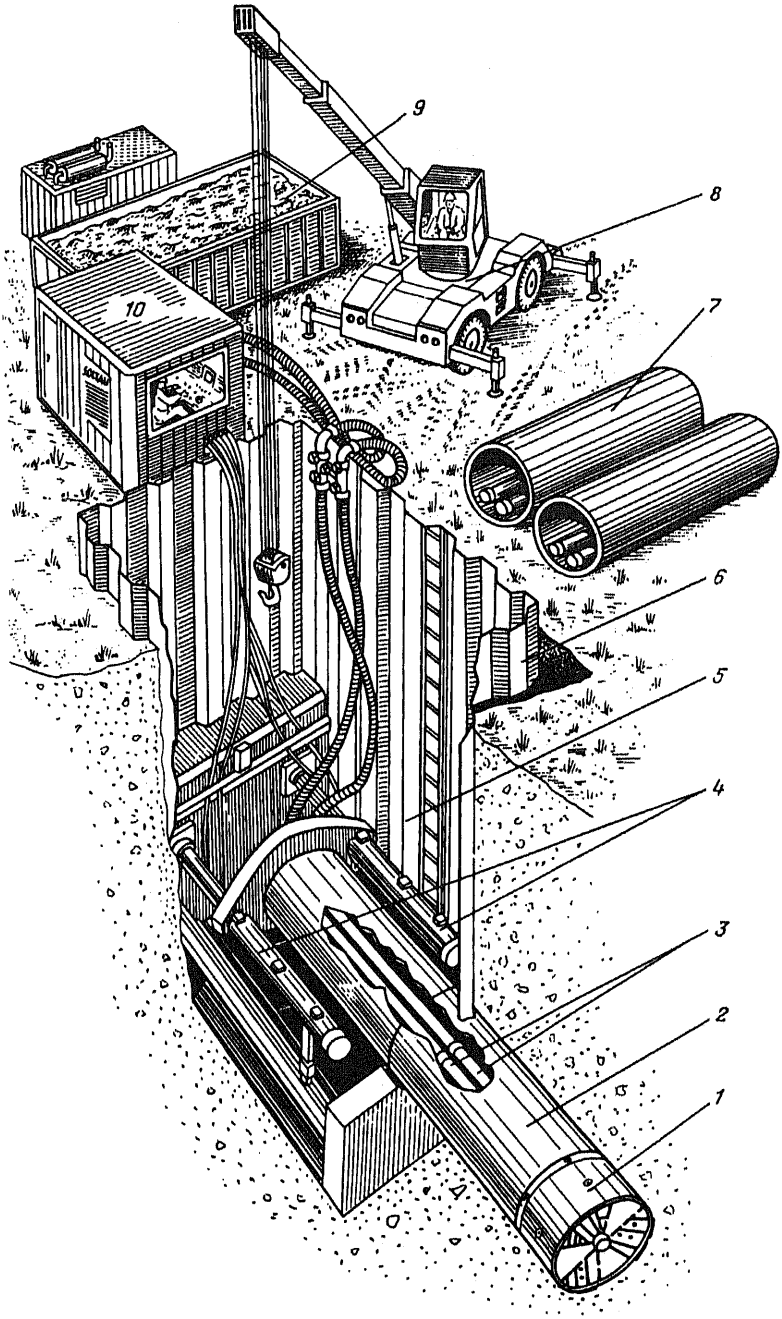
При этом требуемая длина пролета (плети) без промежуточных колодцев при жестких допусках на ошибки проведения должна находиться в пределах 100–150 м и более, т.е. соответствовать расстоянию между смотровыми колодцами сети в эксплуатации.

К числу достоинств микрощитовой технологии следует отнести следующие:

1. Минимальные размеры стройплощадки при прокладке подземных коммуникаций;
2. Минимальные размеры площадки для хранения возводимых конструкций (труб, секций продавливания);
3. Минимальная численность обслуживающего персонала;
4. Высокий уровень механизации и автоматизации производственных процессов;
5. Возможность применения МЩТ практически для любых грунтов и даже некрепких скальных пород;
6. Высокие темпы прокладки трубопроводов.

Недостатками МЩТ являются:

1. Высокие требования к квалификации персонала;


9
8
10
7
6
5
4
3
2
1

2. Невозможность замены в процессе продавливания трубопровода его участков, разрушенных в результате аварии;

3. Возможность извлечения микрощита из тоннеля только в самом начале проходческих работ. В случае выхода микрощита из строя во время проходки его извлечение связано со вскрытием поверхности, что сложно осуществить под железнодорожными путями или водоносными горизонтами;

4. Требование отсутствия в грунте твердых включений (валуны, булыжник, старые фундаменты и т.д.), так как они могут стать непреодолимым препятствием для проходческих работ.

Развитие и практическое освоение микрощитовой технологии началось в Японии в 70-х гг. В 1979 г. ее применили в ФРГ, в 1986 г. — в Великобритании, в 1989 г. — во Франции. Объем работ в Японии в 1985 г. составил 298 км, в 1989 г. — 650 км, а в настоящее время составляет 1500 км в год. Ведущая фирма «Исэки Поли-Тех» в начале 90-х гг. выпустила 542 комплекса для проведения микротоннелей диаметрами от 250 до 900 мм.

В Германии ежегодно выпускают до 50 микрокомплексов. Только в Берлине сейчас работает 15 комплексов. Наиболее крупные фирмы производители комплексов в Германии: «Херренкнехт», «Зольтау», «Вестфалия-Бекорит», «Бортекс» и др.

3.2. ПРИНЦИПИАЛЬНАЯ СХЕМА МИКРОЩИТОВОЙ ТЕХНОЛОГИИ

Для проведения микротоннеля сооружают две камеры (шахты): стартовую и конечную. Их глубина соответствует глубине заложения микротоннеля.

Стартовая камера представляет собой обычно круглый колодец диаметром 2,5–3,5 м, при прямоугольном поперечном сечении она имеет габариты 7 × 3,5 или 5 × 3,5 м, конечная камера — 3 × 2,8 или 3,5 × 3,5 м.

Камеры (шахты) возводят по типовой технологии, нередко методом опускных секций. Рядом с шахтой либо над ней располагают контейнер, в котором находится пульт управления ведением щита и другое оборудование. Проходческие работы начинают от стартовой шахты и заканчивают в конечной, где осуществляют вывод комплекса из микротоннеля и его демонтаж.

Микрощитовой комплекс (рис. 3.1) состоит из:

- проходческого микрощита;
- оборудования для транспортирования породы;

Рис. 3.1. Обустройство стартового котлована при микрощитовой прокладке подземных коммуникаций:

1 — микрощит; *2* — трубы продавливания (обделка микротоннеля); *3* — трубопроводы гидротранспорта; *4* — домкраты домкратной станции; *5* — стартовая камера; *6* — свайное ограждение камеры; *7* — склад секций труб с вмонтированными трубопроводами; *8* — подъемный кран; *9* — емкость для отстаивания глинистого раствора; *10* — кабина оператора с пультом управления и оборудованием ведения комплекса по трассе

• оборудования управления и контроля за движением щита (щитовой мониторинг);

• силового оборудования (домкратная станция);

• оборудования для монтажа продуктопроводов;

• различных приводов и агрегатов.

Основным элементом комплекса является *микрощит* — полый цилиндр диаметром 250—800 мм, оборудованный роторным исполнительным органом. Микрощит в конструктивном отношении представляет собой результат последовательной миниатюризации рабочего органа и основных узлов и автоматизации механизированных щитов обычных диаметров. Конструкция рабочего органа варьируется в зависимости от физико-механических свойств грунта. За щитом располагается обделка микротоннеля — колонна труб, состоящая из отдельных секций, продавливаемая вслед за щитом. Микрощит оснащен механизмом ведения по трассе. Внутри трубы расположен шнековый транспортер или два трубопровода, по которым в щитовую камеру подают глинистый раствор и отводят его к стартовой камере (рис. 3.2).

Микрощит обеспечивает:

• разработку грунта, в том числе и водонасыщенного, а также имеющего твердые включения;

• измельчение разработанного грунта до размеров, необходимых для его транспортирования, для чего в щит встроена коническая дробилка;

• возможность изменения условий и величины давления под режущим инструментом;

• укрепление призабойной части микротоннеля.

Рабочий орган микрощита отличается многообразием конструкций. Это может быть диск с резцами, откидными режущими лопастями

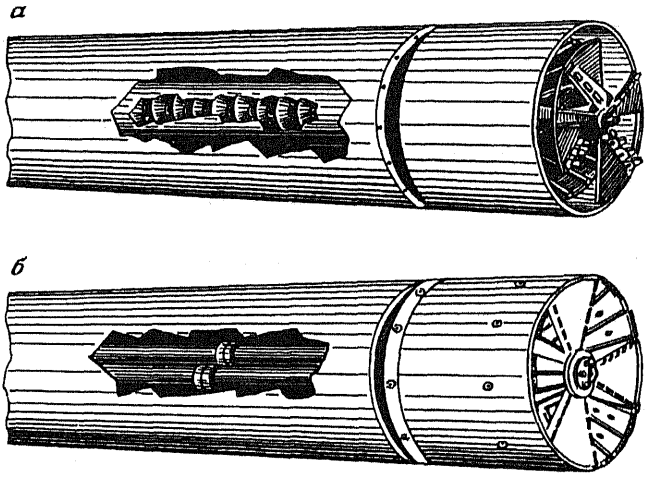


Рис. 3.2. Варианты конструкции микрощитов:
а — со шнековым транспортером; *б* — с гидравлическим трубопроводом

на валу шнека, трехлучевой режущий бар на конусном роторе, планшайба с шарошками. В обводненных грунтах применяют микрощиты с гидравлической или бентонитовой пригрузкой забоя. В этом случае грунт транспортируют непосредственно на поверхность по трубопроводам.

Ниже приведены параметры одного из щитов, выпускаемых за рубежом: крутящий момент — 7–12 кН·м, диаметр щита — в пределах 400–800 мм. Система крепления в зоне рабочего органа — механическая, привод — гидравлический с гидродвигателем или электромотором. Для транспортирования применяют шнековый конвейер или используют гидравлическое транспортирование по трубам. Максимальная крупность частиц транспортируемого грунта в средних условиях — 50–60 мм. Максимальная дальность транспортирования — до 100–150 м, средняя — 50–80 м.

Оборудование для продавливания трубопроводов. Продавливание осуществляют с помощью домкратной установки, представляющей собой металлическую раму, на которой жестко закреплены домкраты (рис. 3.3). Число домкратов зависит от диаметра трубопровода и его длины и обычно равно двум. Применяют телескопические гидродомкраты с рабочим ходом штока до 3,2 м. Усилие домкратов составляет 800–2400–3000 кН.

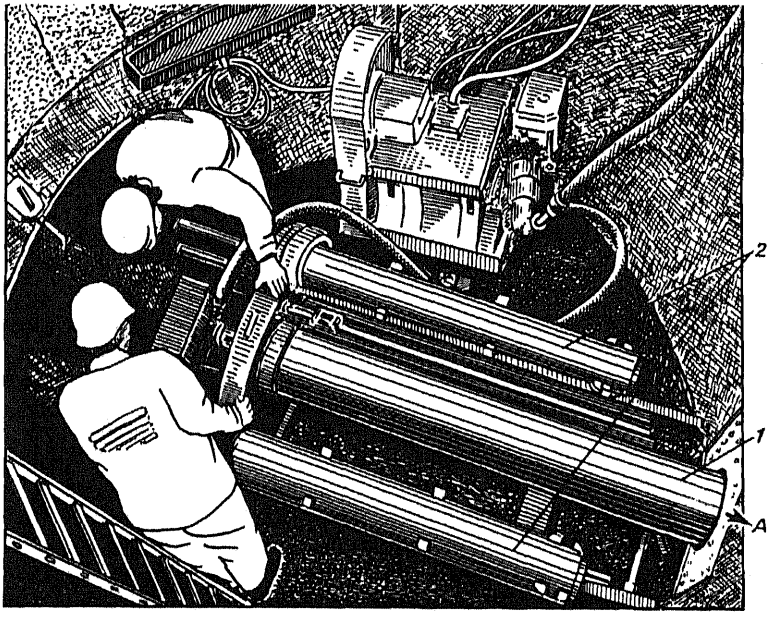


Рис. 3.3. Домкратная станция:
1 — продавливаемая труба; *2* — гидродомкраты; *А* — направление продавливания

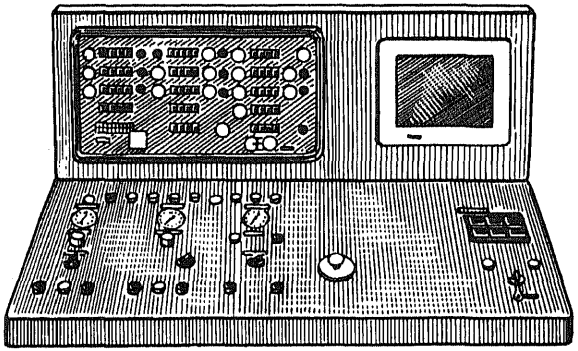


Рис. 3.4. Верхняя панель электронного пульта ведения комплекса по трассе

Аппаратура ведения щита по трассе. Существует несколько вариантов оборудования. Первый — включает инклинометр, сигнальную антенну в буровой головке, приемник в конечном котловане, компьютер и монитор. Применяют и упрощенный вариант: зеркальная оптическая система, поворотные зеркала, оптический контроль и ЭВМ. Точность составляет: ±20 мм по вертикали и ±30 мм по горизонтали.

В последних моделях применяют управление по лазерному лучу, включающее лазер, целевой экран, инклинометр, пульт управления с монитором и принтером. Интервал замеров: либо после каждого подвигания (наращивания очередной секции трубы), либо в непрерывном режиме. Излучатель луча устанавливают в стартовом котловане, отражатель — на планшайбе. Отклонение (~0,1 мм от проектной оси) автоматически регистрируется и корректируется.

Фирмой «Херренкнехт» создан новый пульт управления для микрокомплексов, оборудованный тремя телевизионными камерами, позволяющими контролировать все параметры, характеризующие работу комплекса, отдельных его элементов и узлов (рис. 3.4).

3.3. МАТЕРИАЛЫ И КОНСТРУКЦИИ ТРУБОПРОВОДОВ. КОНСТРУКЦИИ СТЫКОВ

Обделка микротоннелей. В качестве обделки микротоннелей применяют став труб, состоящий из отдельных секций длиной 2—3 м. Используют широкий перечень материалов (рис. 3.5).

Из приведенного перечня в последнее время получили распространение полимербетонные трубы, как наиболее пригодные для микротоннелирования. Полимербетон, представляющий смесь кварцевых заполнителей и полиэфирной смолы, обладает исключительно высокой сопротивляемостью к действию кислот и щелочей. Прочность этого материала на сжатие составляет 120 МПа, а на растяжение при изгибе — 25 МПа. Материал обладает высоким модулем упругости (около 30000 МПа) и,

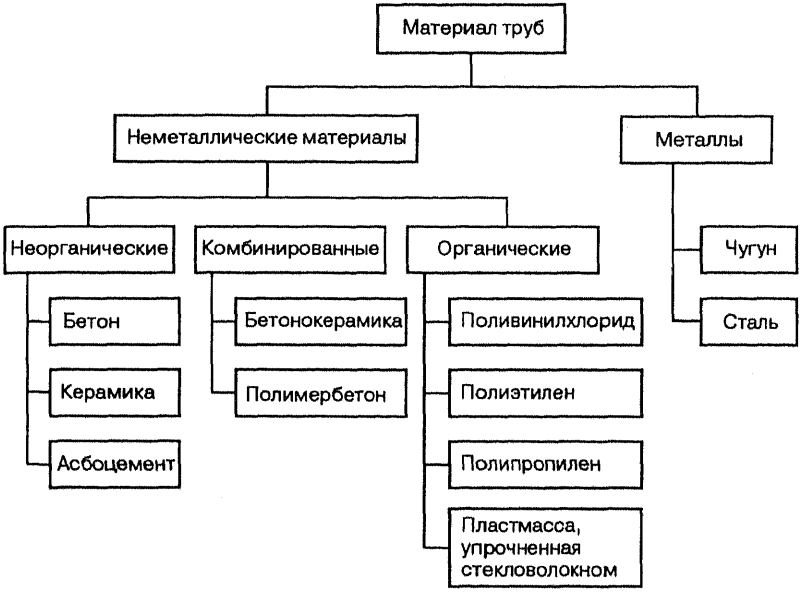


Рис. 3.5. Классификация материалов труб для МЩТ

что особенно важно, весьма низкой шероховатостью (коэффициент шероховатости около 0,01).

Полимербетонные трубы изготавливают как с круглой, так и яйцевидной формой поперечного сечения диаметром от 250 до 1500 мм. Яйцевидная форма существенно уменьшает засоряемость трубы в нижней части за счет увеличения в ней скорости по сравнению с верхней частью.

Перемещение микрощита вперед по трассе осуществляют путем продавливания става труб, по которому передаются значительные усилия от продавливающей установки, расположенной в стартовой камере. Необходимость высокой прочности и жесткости става очевидны. Наиболее ответственными узлами плети трубопровода являются стыки и швы.

В связи с практической недоступностью швов трубопроводов микротоннеля их конечную заделку следует осуществлять уже при стыковке труб в стартовой камере. В противоположность трубопроводам проходного диаметра (более 0,8 м) в данном случае последующее дополнительное уплотнение практически невозможно или потребует применения специальных дорогостоящих методов. Отсюда ряд жестких требований к стыкам и швам. Стыки труб должны обладать долговременной стойкостью против возможных химических, бактериологических, термических и механических воздействий. Стыки канализационных трубопроводов, кроме того, должны быть абсолютно водонепроницаемы, устойчивы к биолого-механическим воздействиям (например, от прорастающих корней деревьев и т.п.).

В зарубежной практике применяют следующие конструктивные решения стыков труб:

1. Один конец уложенной трубы имеет раструб и в него входит конец другой трубы;

2. Обе соединяемые трубы имеют одинаковый диаметр, стыковку осуществляют за счет короткого отрезка трубы большего диаметра;

3. Торцевое соединение в стыке труб одинакового диаметра. Этот вариант наиболее приемлем при задавливании, так как плеть труб имеет одинаковый диаметр.

Наиболее распространенные конструкции стыков приведены на рис. 3.6, 3.7.

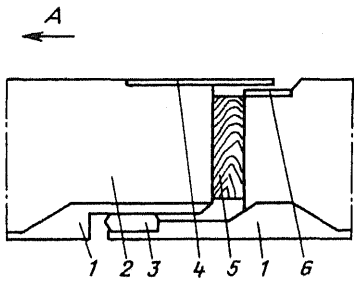


Рис. 3.6. Конструкция стыка железобетонной трубы с вкладышем из пластмассы, упрочненной стекловолокном:
1 — вкладыши из пластмассы, упрочненной стекловолокном; *2* — железобетонная труба; *3* — кольцевое уплотнение; *4* — манжета из пластмассы, упрочненной стекловолокном; *5* — деревянное кольцо; *6* — кольцевой буртик из пластмассы, упрочненной стекловолокном

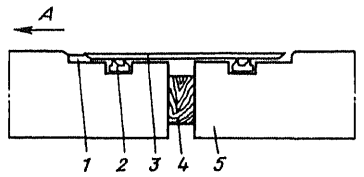


Рис. 3.7. Конструкция стыка керамических труб номинальным диаметром 600 мм:
1 — кольцо из мягкой резины; *2* — фасонное уплотнение; *3* — манжета из легированной стали; *4* — деревянное кольцо; *5* — керамическая проходческая труба; *A* — направление продавливания

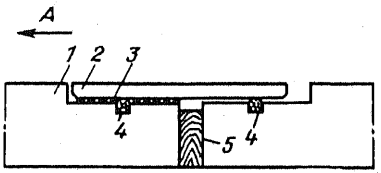


Рис. 3.8. Конструкция стыка труб из пластмассы, упрочненной стекловолокном:
1 — труба; *2* — манжета из пластмассы, упрочненной стекловолокном; *3* — клей; *4* — уплотнительное кольцо; *5* — деревянное кольцо; *A* — направление продавливания

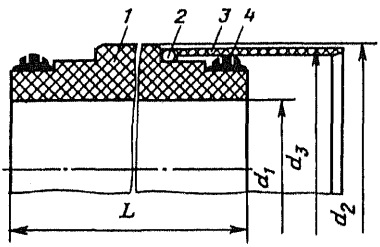


Рис. 3.9. Конструкция стыка труб из полимербетона:
1 — труба из полимербетона; *2* — герметик; *3* — стеклопластиковая муфта; *4* — резиновое уплотнение

Таблица 3.1

№№ п/п	d_1, мм	d_2, мм	d_3, мм	L, мм
1	150	208	206	990
2	300	400	398	990
3	400	550	548	990
4	600	752	750	1990
5	1000	1180	1178	1990
6	1200	1490	1486	2990

Для железобетонных труб применяют вкладыши с торцевыми муфтами. Резиновые уплотнения находятся внутри муфты. Диаметр трубы меньше диаметра внешнего стыка. Трубу вставляют в манжету, изготовленную из стали или того же материала, что и труба. Резиновое уплотнение установлено между манжетой и трубой.

Во избежание повреждений стыковых поверхностей труб в связи с концентрацией напряжений между торцевыми поверхностями прокладывают кольца из прочных пород дерева без сучков или прессшпона (рис. 3.8). На рис. 3.9 приведена конструкция стыка для труб из полимербетона, предназначенных для микротоннелирования, а в табл. 3.1 их параметрический ряд.

В конструкциях стыков широко применяют пластмассовые детали, упрочненные стекловолокном (например, манжеты).

3.4. СХЕМЫ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

Комплекс работ по прокладке трассы продуктопроводов способом микротоннелирования состоит из операций по проведению в грунте тоннеля, возведению его надежного крепления и монтажу в нем продуктопроводов.

В основе схем лежит последовательность выполнения работ по проведению микротоннеля и укладке продуктопроводов.

Применяют две схемы: одноступенчатую и двухступенчатую.

При *одноступенчатой схеме* став труб, применяемый при ведении проходческих работ, в дальнейшем используют в качестве продуктопровода (рис. 3.10). Трубопровод должен воспринимать все возникающие нагрузки, усилия давления и обеспечивать плотность системы.

При *двухступенчатой схеме* сначала проводят тоннель с возведением обделки, затем в сечении готового микротоннеля монтируют предусмотренное число ниток продуктопроводов. При этом двухступенчатая схема имеет три варианта: пилотный, последовательный и вариант укладки продуктопровода по месту. Рассмотрим указанные варианты.

1. *Пилотный вариант* (рис. 3.11).

Работы ведут в два этапа. На первом этапе между камерами бурят или продавливают пилотную скважину, на втором — осуществляют рас-

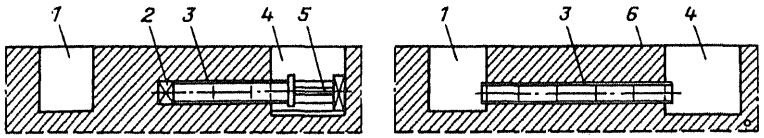


Рис. 3.10. Одноступенчатая схема прокладки труб:
1 — конечная камера; *2* — буровая и управляемая головки; *3* — продуктопровод; *4* — стартовая камера; *5* — силовая станция; *6* — поверхность земли

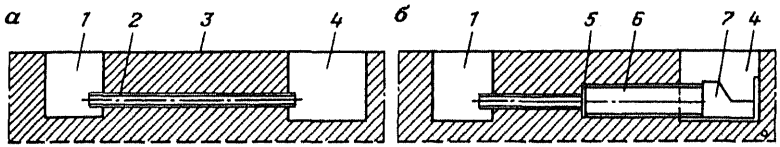


Рис. 3.11. Двухступенчатая схема прокладки труб (пилотный вариант):
а и *б* — пилотная и расширительная ступени; *1* — конечная камера; *2* — пилот-труба; *3* — поверхность земли; *4* — стартовая камера; *5* — режущая головка; *6* — труба расширения; *7* — силовая станция

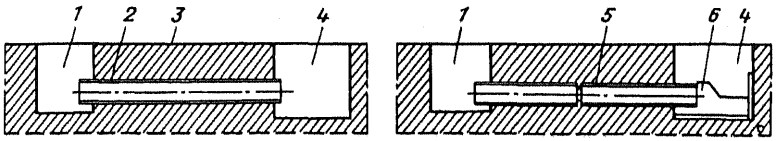


Рис. 3.12. Последовательная прокладка труб по двухступенчатой схеме:
1 — конечная камера; *2* — стальная защитная труба; *3* — поверхность земли; *4* — стартовая камера; *5* — продуктопровод; *6* — силовая станция

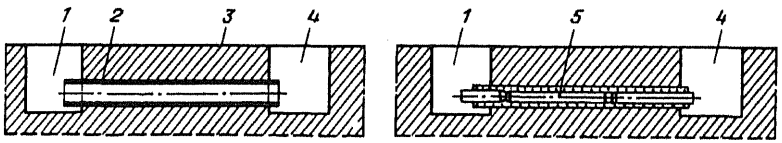


Рис. 3.13. Укладка продуктопровода по месту (двухступенчатая схема):
1 — конечная камера; *2* — стальная защитная труба; *3* — поверхность земли; *4* — стартовая камера; *5* — продуктопровод

ширение ее микрощитом до проектных размеров с демонтажем пилотной трубы из конечной камеры. Требования к трубопроводу такие же, как при одноступенчатой схеме.

2. *Последовательная укладка* (рис. 3.12).

Через проложенный в виде стальной трубы микротоннель протягивают одну или несколько ниток продуктопроводов. При необходимости зазор между продуктопроводами и кольцом обделки омоноличивают. Это наиболее простой вариант с невысокими строительными требованиями к продуктопроводу.

3. *Укладка по месту* (рис. 3.13).

Этот вариант реализуют путем использования става труб для проталкивания микрощита с заранее вставленным отрезком продуктопровода, стыки в котором уплотняют при наращивании става проталкиваемых труб.

3.5. ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ МИКРОЩИТОВОЙ ТЕХНОЛОГИИ

В качестве примера успешного применения микрощитовой технологии в России приведем опыт прокладки микротоннеля в Москве в районе Тайнинской улицы в октябре — декабре 1994 г. (рис. 3.14). Работы вели специалисты строительного управления № 62 АООТ ГПР-3, консультируемые немецкими коллегами из фирмы «Херренкнехт».

Для прокладки микротоннеля использовали микрощитовой комплекс AVN 400 фирмы «Херренкнехт ГМБХ». Диаметры микротоннеля: наружный — 568 мм, внутренний — 400 мм. Использовали полимербетонные трубы. При соединении секций труб применяли специальные уплотнители и полимерные соединительные кольца. Конструкция стыка и расположение уплотнителей показаны на рис. 3.8. Протяженность трассы около 300 м. Трасса трубопровода залегает на глубине от 3,72 до 4,54 м в основном в водонасыщенных древнеаллювиальных мелких и средней крупности песках I группы и глинистых песках с коэффициентом фильтрации 1—6 м/сут и частично в насыпных суглинках с щебнем. Расчетное сопротивление древнеаллювиальных песков составляет 150—250 кПа. Высота столба воды относительно оси трубопровода изменяется по трассе от 0,5 до 1,6 м.

Комплект оборудования и отдельные его блоки имели следующие технические характеристики:

Масса всего комплекта оборудования AVN 400 (с трубами для воды и пульпы), т	35
в том числе:	
микрощита	2,8
прессоупорной рамы	5,2
рабочего контейнера	12
резервуара для приема и осаждения пульпы	7
грязевого насоса	1,8
водяного насоса	1,6
Суммарная установленная мощность, кВт:	
электродигателей	139,7
электродвигателя гидронасоса для вращения гидромоторов рабочего органа	45
Максимальное давление, создаваемое в гидросистемах привода вращения рабочего органа домкратов прессоупорной рамы, управляющих гидроцилиндров и гидроцилиндра байпаса, МПа	50
Параметры микрощита:	
наружный диаметр, мм	565
крутящий момент, Н	120 000
частота вращения рабочего органа, об/мин	0—13
максимальное усилие управляющего цилиндра, кН	250
угол поворота головной части, градус	3,25
ход домкратов прессоупорной рамы, мм	830
Объем резервуара для приема и осаждения пульпы, $м^3$	25

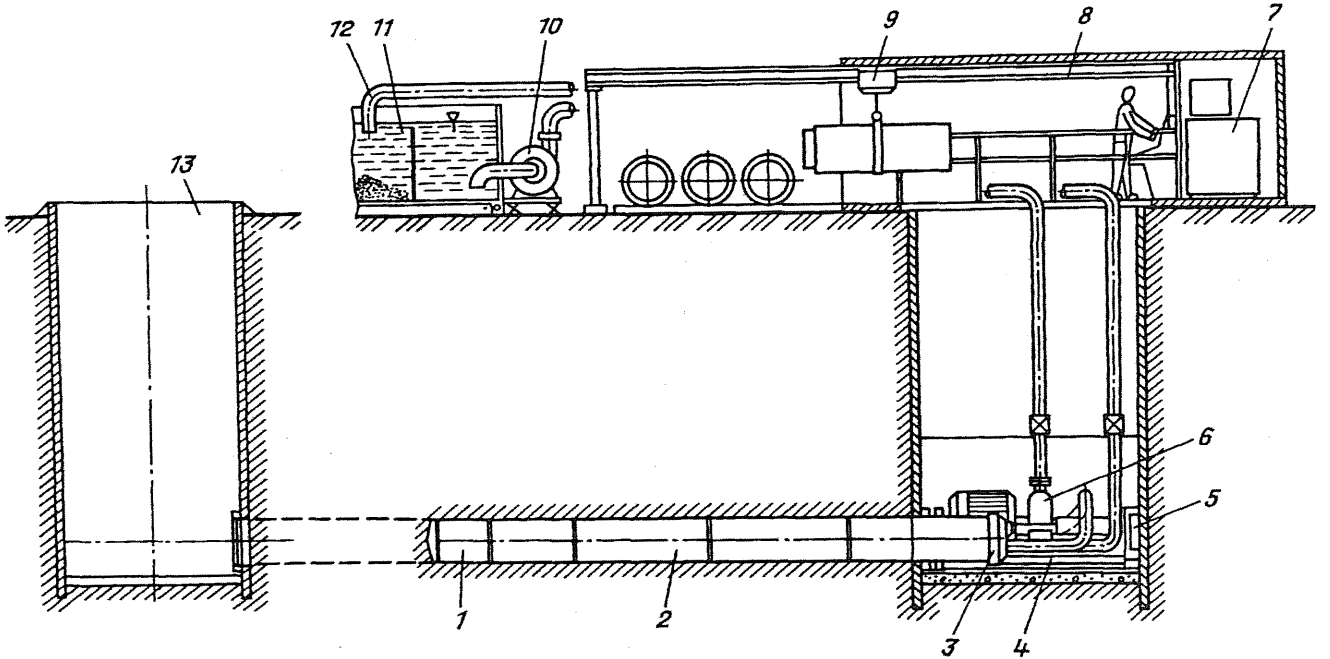


Рис. 3.14. Технологическая схема прокладки подземного трубопровода микрощитовым комплексом на ул. Тайнинская в Москве:
1 — щит; *2* — секции трубы; *3* — упорное кольцо; *4* — домкратная станция; *5* — прессоупорная рама; *6* — грязевой насос; *7* — пульт управления; *8* — монорельс; *9* — тельфер; *10* — водяной насос; *11* — резервуар для приема и осаждения пульпы; *12* — труба для подачи пульпы в отстойник; *13* — конечная камера

Технология производства работ заключалась в прокладке трубопровода из стартовой шахты способом продавливания с разработкой грунта с помощью микрощита, находящегося в головной части трубопровода, и выдачей грунта в виде пульпы, образующейся в результате подачи в микрощит воды (при необходимости существовала возможность подачи глинистой суспензии). Пульпу выдавали в резервуар на поверхность, где происходило осаждение грунтовых частиц, а осветленная вода переливалась во второй отсек резервуара и снова поступала к микрощиту.

Направление продвижения микрощита и положение прокладываемого трубопровода контролировали с помощью лазерного луча, посылаемого из стартовой шахты к щиту, оснащенному электронной мишенью. По показаниям, полученным с мишени, оператор имел возможность изменять направление движения машины, а также направление вращения рабочего органа.

До начала проходческих работ был пройден ствол шахты диаметром 3,5 м на глубину заложения трубопровода, использованный как стартовая камера. На поверхности рядом со стволом был установлен контейнер, в котором находился пульт управления, устройство для ведения щита и другое оборудование. Размеры контейнера — 6058 × 2438 × 3200 мм.

Опорную конструкцию с домкратной установкой для задавливания труб и микрощит опускали в котлован и монтировали с помощью небольшого крана, встроенного в контейнер.

Основные показатели, достигнутые на этом объекте:

Максимальная скорость прокладки при непрерывной работе, м/сут	49,8
Максимальная скорость прокладки в течение 10-часовой смены, м/смену	26
Максимальная скорость при прокладке одной трубы, м/ч	3,86

Прокладка трубопровода по микрощитовой технологии позволила по сравнению с открытым способом работ сэкономить 221 м^3 сборного железобетона (блоков обделки), 560 м^3 цементно-песчаного раствора; 16,8 тыс. кВт · ч электроэнергии.

Сокращен объем вывоза грунта автомобилями до 1120 м^3.

Состав проходческой бригады сокращен минимум в 2 раза.

В целом были обеспечены экономия значительного объема материалов и трудозатрат и сокращение сроков строительства.

3.6. ПЕРСПЕКТИВЫ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МЩТ И КОНСТРУКЦИЙ МИКРОЩИТОВ

В заключение остановимся на перспективах совершенствования микрощитовой технологии и новых разработках конструкций микрощитов.

Как указывалось выше, начало развитию и практическому применению микропроходки было положено в 70-х гг. нашего столетия главным образом в Японии, затем в ФРГ, Великобритании и с 1989 г. во Франции. Значительный рост объемов работ был связан с существенными преимуществами микрощитовой технологии и прежде всего благодаря уменьшению негативного влияния на окружающую среду. Часто только наличие на поверхности кабины с пультом управления и подъемника над ко-

лодцем указывает на ведение работ. Минимизированы уровень шума и нарушения транспортных потоков на улицах городов. Необходимо отметить, что в последние годы сложилась и новая трактовка назначения микротоннелирования: не как специального способа осуществления работ, применяемого при строительстве участков трубопроводов под напряженными автомагистралями, железнодорожными насыпями, водными преградами и т.п., а как способа создания разветвленных подземных инженерных сетей без вскрытия земной поверхности. Соответственно требуемая длина плетей труб, прокладываемых без промежуточных колодцев, при жестких допусках на ошибки проведения должна увеличиться с 20—70 до 100—150 м и более (в соответствии с расположением смотровых колодцев сети). Бум за рубежом, связанный с развитием способов микрощитовой технологии во второй половине 80-х гг., позволил расширить область их применения в новых вариантах, а в результате налоговых льгот и стабилизации цен в зарубежных странах они стали конкурентоспособными и в экономическом отношении.

Развитие и применение микрощитовой технологии связано в первую очередь с прокладкой канализационных коллекторов. Так, например, в Германии по прогнозу на перспективу среднегодовой объем нового строительства микротоннелей составит 8500 км, капитального ремонта — 7200 км. Там имеется большое число фирм, занятых изготовлением микропроходческих агрегатов. Наиболее крупными из них являются «Херренкнехт», «Зольтау», «Вестфалия-Бекорит», «Бортекс» и «Байер». В Японии ведущее положение занимает фирма «Исеки Поли-Тех», имеющая более чем 20-летний опыт работы в этой области. По всему миру ею распространено около 2000 микротоннельных установок, с помощью которых проложено 1400 км трубопроводов.

С начала 90-х гг. много внимания уделяется созданию микрощитов с гидравлической и грунтовой пригрузкой забоя, что позволило использовать микропроходческие комплексы для точной прокладки трубопроводов ниже уровня грунтовых вод, в том числе в гравелистых и валунных грунтах (в случае использования встроенных в микрощит призабойных микродробилок). Наиболее перспективные разработки в этом направлении ведут фирмы «Херренкнехт» и «Зольтау».

Например, шнековый микропроходческий комплекс AVT выпускают четырех типоразмеров для внутренних диаметров труб от 250 до 700 мм. Технические возможности оборудования позволяют разрабатывать породы и разрушать бетонные конструкции с прочностью при сжатии до 300 МПа, в частности самостоятельно проводить врезку в бетонное ограждение котлована.

Другой микрощит с гидравлической (водной) пригрузкой забоя оборудован роботом-дробилкой, способным работать в тех же условиях, что и комплекс AVT. С 1986 по 1988 г. этими установками было пройдено более 20 км микротоннелей со скоростью до 30 м/смену.

Фирма «Зольтау» выпускает две модели полностью автоматизированных шнековых машин — PVS 250A и PVS 100A, предназначенных для прокладки труб с внутренним диаметром соответственно 400—700 и 250—400 мм. При использовании в микрощите принципа кессона воз-

можна работа в условиях гидростатического напора высотой до 4 м. Щит PVS 100A дробит гравий крупностью до 45 мм. Максимальная дальность прокладки трубопроводов — 100 м.

Интересны разработки немецкой фирмы МЭНФ, которая специализируется на микропроходке в смешанных скальных грунтах щитом с рабочим органом, оснащенным изменяемым режущим инструментом.

Определенный интерес представляет разработанный в Японии фирмой «Комацу сэйсакусе» двухстадийный способ прокладки трубопроводов: на первой стадии используют метод лидерного прокола с последующим раскрытием направляющей скважины микрощитом до проектных размеров и задавливанием постоянных труб.

Аналогичная разработка выполнена фирмой «Зольтау». Создан микрощит PVS 35, с помощью которого возможно из шахты диаметром всего 2 м прокладывать с точностью в несколько миллиметров трубопроводы длиной до 35 м и наружным диаметром 150—400 мм. При этом сначала методом прокола создают пилот-скважину, а затем микрощитом большего диаметра прокладывают трубу проектного диаметра с выдавливанием в конечную шахту первичной трубы. Аналогичную технологию применяет японская фирма «Комацу».

Немецкая фирма «Мааг Ляйтунгбау» использует микрощит со шнековым рабочим органом для прокладки труб домовых вводов по следующей схеме: на первом этапе грунт от микрощита удаляют шнеком. После подхода трубы к магистральному трубопроводу шнек убирают и штанга с кольцевой режущей головкой прорезает стенку магистрального трубопровода. На заключительном этапе в скважину вводят керамический трубопровод и стыкуют его с режущей головкой в основной магистрали. Эту технологию разрабатывает немецкая фирма «Бортекс».

Оригинальны разработки завода «Шарф» (Германия). Это средства транспорта для проходных коллекторов малых диаметров (свыше 800—900 мм), малогабаритные вагонетки и электровозы, способные работать внутри тоннелей с внутренним диаметром 1200 мм.

Немецкие фирмы весьма активно разрабатывают и вопросы улучшения качества труб, из которых монтируют трубопроводы. Это полимербетонные трубы фирмы «Майер Пайпс», пластиковые — фирм «Кондор» и «Европласт», железобетонные — с внутренним защитным покрытием из твердого поливинилхлорида фирмы «Фрнатек».

Особое внимание немецкие фирмы уделяют созданию и усовершенствованию изолирующих прокладок в стыках продавливаемых труб. Прокладки изготавливают из специальной резины и армированного пластика (фирмы «Форшеда», «Карл Шонген», «Кроль и Циллер».

Усилия конструкторов-разработчиков и практиков в последние 6—8 лет дают основания утверждать, что при прокладке новых и капитальном ремонте старых канализационных коллекторов и иных инженерных коммуникаций существенные преимущества имеет микротехнология. Во многих странах практически освоены бестраншейные методы прокладки непроходных трубопроводов. Достигнут также значительный прогресс в расширении области применения микрощитовой технологии, повышении ее надежности и экономичности.

ГЛАВА 4
БЕСТРАНШЕЙНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В современном городском и промышленном подземном строительстве находят все большее распространение прогрессивные бестраншейные технологии, базирующиеся на использовании способов прокола, продавливания и направленного (управляемого) бурения.

Эти способы применяют при прокладке различных подземных инженерных коммуникаций, строительстве коллекторных, пешеходных, автодорожных тоннелей, тоннелей метрополитена и других подземных сооружений, особенно в местах пересечения искусственных или естественных препятствий (фундаменты зданий, автомобильные и железнодорожные магистрали, реки, каналы, дамбы и т.п.), где использование других способов (например, открытого или щитового) трудновыполнимо или экономически неэффективно.

4.1. ПРОКОЛ. СУЩНОСТЬ СПОСОБА И УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ

Прокол**о**м называется способ прокладки трубопроводов или образования скважин в грунте под действием приложенного усилия без удаления грунта, за счет его объемного сжатия и уплотнения вокруг трубы или в стенках скважины.

Различают статический и динамический проколы.

При *статическом* проколе внедрение труб в грунтовый массив осуществляют гидродомкратными установками или полиспастными системами.

Прокол осуществляют без удаления грунта из труб, но он может быть выполнен также с извлечением грунта после прокладки трубопровода на полную длину. В первом случае передний торец прокладываемой трубы перекрывают заглушкой или глухим конусным оголовком, выполненным с помощью сварки из самой трубы, или съемным конусным наконечником, а во втором — трубу прокладывают с открытым торцом, и грунт полностью ее заполняет.

Очистку труб можно осуществлять и периодически по мере их перемещения в грунте. С этой целью первую прокладываемую трубу оснащают наконечником с прорезями, через которые грунт попадает внутрь трубы, а затем его удаляют.

При статическом проколе развиваются значительные напорные усилия, что и ограничивает диаметр прокладываемых трубопроводов до 300—400 мм и их длину — до 40—60 м.

При *динамическом* проколе прокладку трубопроводов или образование скважин выполняют с помощью пневмопробойников или пневмо- и гидромолотов за счет их ударно-импульсного воздействия на грунт.

Применение отечественных пневмопробойников позволяет прокладывать трубопроводы или скважины диаметром от 70 до 240 мм за один проход. В некоторых конструкциях предусмотрено использование расширителей, позволяющих при повторном проходе пневмопробойника увеличивать диаметр скважин от 100 до 300—400 мм. В зависимости от геологических условий длина прокола может достигать 20—40 м. В зарубежной практике используют пневмопробойники диаметром 45—400 мм.

Кроме прокладки трубопроводов и образования скважин пневмопробойники применяют для разрушения старых труб с одновременной их заменой новыми того же или большего диаметра, а также для забивания труб в грунт и других работ.

Более мощными механизмами являются пневмо- и гидромолоты. С их помощью можно прокладывать (забивать в грунт) трубы диаметром от 200 до 1200—2000 мм на длину до 50 м.

Прокол можно осуществлять в широком диапазоне геологических условий, но лучших результатов достигают в однородных глинистых и суглинистых (связных) грунтах.

При статическом или динамическом проколе используют, как правило, стандартные металлические трубы диаметром от 159 до 1720—2000 мм с толщиной стенок 9—20 мм.

Проложенные трубы чаще всего служат защитными футлярами для размещения внутри них рабочих трубопроводов тепло-, газо-, водоснабжения и других или кабелей различного назначения, предохраняя последние от воздействия внешних нагрузок, агрессии грунтовых вод и блуждающих электрических токов. Футляры позволяют при необходимости заменять или ремонтировать проложенные в них рабочие трубопроводы или другие коммуникации без вскрытия земной поверхности и нарушения интенсивности движения автомобильного или железнодорожного транспорта.

Идеи прокола используют также и при строительстве тоннелей и других подземных сооружений практически любых форм и размеров в виде различных защитных экранов, образованных из прокладываемых труб в кровле или по контуру подземного сооружения.

4.2. ГРУНТОПРОКАЛЫВАЮЩИЕ УСТАНОВКИ И УСТРОЙСТВА

При статическом проколе можно вести прокладку трубопропроводов-футляров или скважин в различных грунтах, включая и гравелистые III категории по СНиП независимо от их влажности. В песчаных грунтах из-за больших напорных усилий на торец трубы эффективность прокола резко снижается, а при наличии крупных валунов и в мерзлых грунтах применение этого способа невозможно.

Поскольку при проколе возможно выпучивание грунтов, исходя из условий сохранения земной поверхности минимальную глубину заложения трубопроводов или скважин следует принимать равной пяти их диаметрам.

Для создания напорного усилия, необходимого для продвижения трубы в грунте применяют, как правило, гидродомкратные установки, реже — полиспастные системы и другое оборудование.

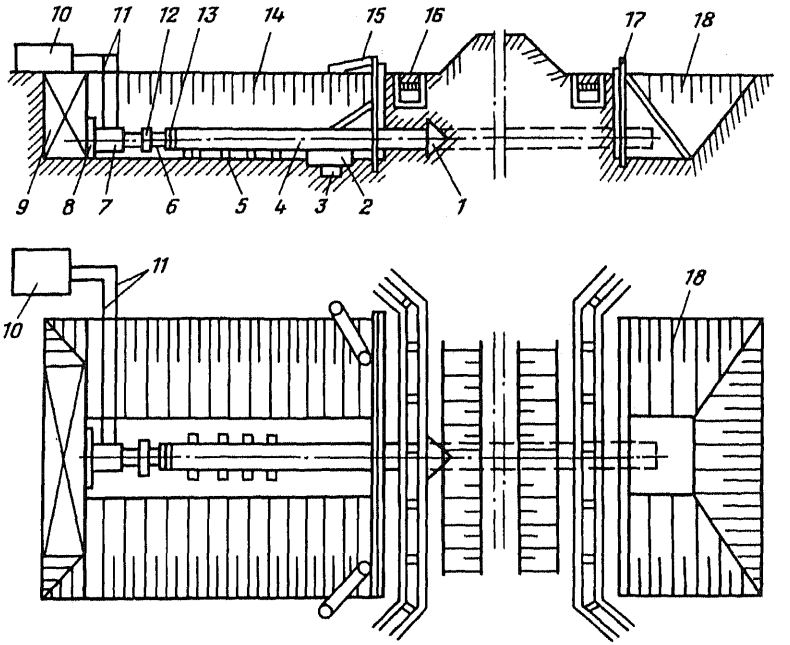


Рис. 4.1. Принципиальная схема способа статического прокола грунта трубами:
1 — конусный наконечник; *2* — приямок для осуществления сварочных работ; *3* — зумпф; *4* — труба-футляр; *5* — направляющая рама с подкладками (шпалами); *6* — промежуточный нажимной патрубок; *7* — гидродомкрат; *8* — опорный башмак гидродомкрата; *9* — упорная стенка; *10* — насосная станция; *11* — трубки разводящей гидросистемы; *12* — промежуточная нажимная заглушка; *13* — торцевая заглушка; *14* — рабочий котлован; *15* — крепление передней стенки рабочего котлована; *16* — закрепленный обводной лоток; *17* — крепление приемного котлована; *18* — приемный котлован

В гидродомкратных установках (рис.4.1) используют гидродомкраты типа ГД-170/1120, ГД-170/1150, ГД-170/1600 и ГД-500/600 с ходом штоков 600—1600 мм, развивающие напорные усилия от 170 до 600 т. В последние годы наряду с ними находят распространение двухступенчатые гидродомкраты зарубежных фирм с ходом штоков до 4000 мм и нажимным усилием 360 т (Финляндия, Германия).

Гидродомкраты приводят в действие с помощью насосов высокого давления. Наибольшее распространение в практике имеют две модификации насосов — Н-401Е и Н-403Е. Применяют также насосы типа ГБ-351, Г-17 и др.

Для обеспечения заданного направления перемещения трубы в грунте в комплект грунтопрокалывающей установки входит направляющая рама, изготавливаемая из деревянных брусьев, шпал, рельсов или профилированного проката. Длина такой рамы должна быть на 1—1,5 м меньше длины стандартной трубы. Передача напорных усилий от гидродомкратов на торец трубы осуществляется посредством нажимных за-

глушек, зажимных (винтовых, шарнирных и клиновых) хомутов, промежуточных нажимных патрубков, штанг (шомполов), а реактивные усилия воспринимаются опорными башмаками гидродомкратов и гасятся упорной стенкой рабочего котлована.

Заглушки изготавливают из отрезков труб длиной 0,3 м, закрытых с обоих концов фасонными фланцами. Промежуточные нажимные патрубки также изготавливают из отрезков труб (обычно такого же диаметра, что и прокладываемые) с фланцами на концах, но их длина составляет 1, 2, 3 и 4 м. Набор патрубков обеспечивает прокладку стандартных звеньев труб длиной до 10 м.

Диаметр нажимных штанг (шомполов) составляет 0,5—0,7 диаметра прокладываемой трубы, а их длину принимают приблизительно равной длине звена трубы. В стенке штанги разделывают отверстия под вставные упорные штыри (пальцы), расстояние между которыми должно быть на 150—200 мм меньше рабочего хода штоков гидродомкратов.

При рабочем ходе штоков и зафиксированном положении пальцев трубу вдавливают в грунт, а при холостом — штангу вытягивают из трубы и пальцы переставляют в следующий ряд отверстий.

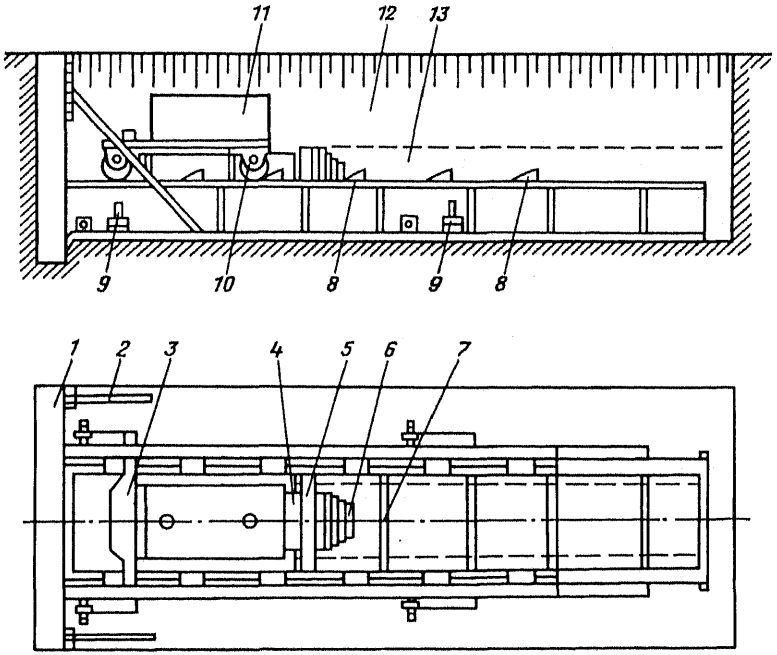


Рис. 4.2. Схема грунтопрокалывающей установки СКБ Мосстроя:
1 — инвентарная упорная стенка; *2* — укосина (подпорка); *3* — подвижной упор; *4* — гидродомкрат; *5* — нажимная пята; *6* — выступы под разные диаметры труб; *7* — направляющая рама; *8* — кулаки; *9* — регулировочные винты; *10* — технологическая тележка; *11* — насосная станция; *12* — рабочий котлован; *13* — прокладываемая труба

Энергоснабжение грунтопрокалывающих установок и применяемого оборудования осуществляют от городской электросети или передвижных электростанций мощностью не менее 30 кВт.

Более совершенная грунтопрокалывающая установка создана СКБ Мосстроя. Она предназначена для прокола грунта трубами диаметром 200—400 мм на длину до 45 м.

Установка (рис. 4.2) состоит из следующих основных узлов: направляющей рамы, технологической тележки и устройства для обеспечения заданного направления при проколе в виде подготовленной головной секции трубы.

Направляющая рама представляет собой сварную конструкцию с двумя продольными трубчатыми штангами, по образующим которых на расстоянии 1000 мм (ход штока гидродомкрата) друг от друга установлены упорные кулаки. В поперечном направлении рама усилена металлическими распорками.

На верхней части рамы смонтирована подвижная технологическая тележка с насосной станцией и гидродомкратом. Гидродомкрат размещен вдоль центральной оси направляющей рамы, в передней части он снабжен нажимной пятой с кольцевыми выступами под различные диаметры прокладываемых труб, а в задней — подвижным упором, который при работе фиксируется на кулаках рамы.

Такое конструктивное решение обеспечивает работу установки по принципу «шагающих домкратов».

Головную секцию изготавливают из трубы, используемой для прокола. Она должна быть оснащена конусным наконечником и иметь длину не менее 3 м.

Для восприятия реактивных усилий, возникающих при проколе, установку снабжают инвентарной металлической упорной плитой.

Техническая характеристика установки СКБ Мосстроя

Условный диаметр труб, мм	200—400
Длина прокола, м	20—45
Скорость прокладки, м/смену	25
Ход штока гидродомкрата, мм	1000
Максимальное напорное усилие, т	170
Скорость перемещения штока гидродомкрата, м/мин	0,5
Тип насоса	Н-401Е
Число насосов	2
Производительность насоса, л/мин	18
Мощность привода, кВт	22,5
Вместимость масляного бака, л	200
Номинальное давление, кгс/см^2	210
Наибольшая масса элемента установки (рамы), т	2
Габаритные размеры, мм:	
длина	8800
ширина	1600
высота	2200
Масса, т	4,8

Принцип «шагающих домкратов» использован также в грунтопрокалывающей установке ГПУ-600, разработанной Львовским политехническим университетом (Украина). Ее основное отличие от установки СКБ Мосстроя заключается в том, что она оснащена двумя гидродомкратами, развивающими напорное усилие до 300 т. Это позволяет осуществлять прокол грунта трубами диаметром от 100 до 600 мм на длину до 80 м.

В настоящее время освоен выпуск модернизированной грунтопрокалывающей установки ГПУ-600А. Она более легкая, имеет небольшие габариты и требует меньших объемов земляных работ при устройстве рабочих котлованов, что очень важно при прокладке трубопроводов-футляров в стесненных городских условиях. Для прокладки трубопроводов диаметром до 300 мм создана установка ГПУВ-300 с механическим приводом.

При статическом проколе грунтопрокалывающую установку и направляющую раму монтируют в рабочем котловане (камере). Размеры рабочего котлована принимают в зависимости от грунтовых условий, диаметра прокладываемой трубы, глубины ее заложения, назначения прокладки и конструкции направляющей рамы.

С учетом этого длина рабочего котлована составляет 10—13 м, а ширина 2,2—2,4 м. Минимальная длина приемного котлована по месту выхода прокладываемой трубы должна быть не менее 1—1,5 м, а ширина — 2,2—2,4 м для выполнения сварочных работ по соединению рабочей трубы с уже проложенной.

В устойчивых грунтах забойная (передняя) стенка рабочего котлована при глубине его заложения до 2,5 м может быть незакрепленной, но строго вертикальной, а в неустойчивых — для предотвращения возможных подвижек и вывалов грунта она должна быть закреплена.

Упорная (задняя) стенка рабочего котлована, воспринимающая реактивные усилия гидродомкратов, во всех случаях должна иметь надежное крепление. Крепление следует выполнять с использованием рекомендаций по применению различных типовых конструкций упорных стенок для разных грунтовых условий*.

В приемном котловане обычно закрепляют только стенку со стороны выхода в него прокладываемой трубы. При глубине заложения рабочего и приемного котлованов более 2,5 м независимо от грунтовых условий они должны быть закреплены по всему периметру.

Основными операциями перед началом работ по проколу грунта трубами являются спуск и монтаж направляющей рамы и грунтопрокалывающей установки в рабочем котловане. Эти операции следует выполнять с особой тщательностью и строго по маркшейдерским отметкам.

К числу основных относятся также и операции по подготовке головного звена трубы к проколу, его спуску в рабочий котлован и установке на направляющей раме точно вдоль проектной оси прокладываемого трубопровода. При этом головное звено должно быть оснащено инвентар-

---

* Строительство подземных сооружений: Справ. пособие / Под ред. М.Н. Шуплика. — М.: Недра, 1990.

ным конусным наконечником или расширительным кольцом, приваренным по наружной кромке трубы, и заглушкой.

Диаметр наконечника или расширительного кольца принимают на 20–30 мм больше диаметра прокладываемой трубы для образования кольцевого зазора и снижения сил трения между стенкой скважины и трубой. Выбор той или иной конструкции наконечника или расширительного кольца осуществляют в соответствии с конкретными грунтовыми условиями.

В песчаных, супесчаных, суглинистых и глинистых грунтах естественной влажности наибольшее распространение находят глухие конусные наконечники. В грунтах повышенной влажности применяют конусные наконечники с прорезями (отверстиями), через которые грунт частично попадает внутрь трубы. При этом уменьшается количество грунта, уплотняемого и сдвигаемого в стенки скважины, что снижает его лобовое сопротивление прокалыванию.

При прокладке труб в глинистых и лессовых грунтах с пониженной влажностью через конусный наконечник с отверстиями осуществляют их предварительное увлажнение, благодаря чему существенно снижаются силы трения между стенкой трубы и грунтом.

Находят применение наконечники с боковыми выступами (элеронами), служащими для уменьшения отклонения трубы от проектной оси при ее перемещении в грунте.

При небольшой длине прокладки прокол грунта выполняют с открытым концом трубы или перекрывают его привариваемой заглушкой. При этом в первом случае труба не имеет наконечника и снабжена только приваренным к ней расширительным кольцом. Трубу вдавливают в грунт, который, попадая в ее внутреннюю полость, образует плотную пробку. После окончания прокола конец трубы с грунтовой пробкой со стороны приемного котлована отрезают.

Во втором случае, при применении заглушек, прокол осуществляют без образования грунтовой пробки.

Правильный подбор конструкции наконечника или расширительного кольца способствует снижению напорного усилия, необходимого для продвижения трубы в грунте.

Величина этого усилия P, кН, может быть определена из выражения

$$P = \frac{\pi R_c^2 \sigma_y}{U_0} + g_т l f_т,$$

где R_c — радиус скважины, м; σ_y — коэффициент сопротивления грунта уплотнению, МПа; U_0 — пористость грунта в нетронутом массиве, доли ед.; $q_т$ — вес 1 м трубы (футляра), кН/м; l — длина прокладки, м: $f_т$ — коэффициент трения стали о грунт. Расчетные значения σ_y, U_0 и $f_т$ для различных грунтов приведены ниже:

Грунт	Песчаный	Глинистый
σ_y, МПа	5–6	1,5–2
U_0, доли ед.	0,35–0,5	0,3–0,6
$f_т$	0,6–0,8	0,5–0,75

На рис. 4.3 приведен график для определения необходимого напорного усилия при прокладывании труб разных диаметров на длину до 60 м в песчаных и глинистых грунтах.

По расчетному или выбранному по графику значению напорного усилия подбирают производительность насосной станции и число гидродомкратов грунтопрокалывающей установки, а также тип и конструкцию упорной стенки рабочего котлована.

К другому типу грунтопрокалывающих установок принадлежат машины и механизмы динамического ударно-импульсного воздействия на грунт. К ним относят пневмопробойники, пневмо- и гидромолоты, позволяющие выполнять работы не только по прокладке трубопроводов-футляров и образованию скважин, но в зависимости от геологических условий по извлечению старых труб из грунта или разрушению их с одновременной заменой новыми, затягиванию асбоцементных или пластмассовых труб в скважины, формованию асбоцементных труб в грунте, забиванию в грунт труб, микросвай, нагелей и др.

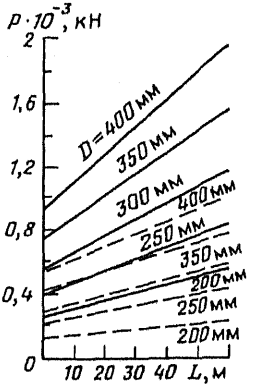


Рис. 4.3. Графики изменения напорного усилия P при статическом проколе грунта трубами на различную длину L в песчаных (сплошные линии) и глинистых (штриховые линии) грунтах (D — наружный диаметр трубы)

Минимальная глубина заложения прокладываемых трубопроводов или скважин от поверхности земли во избежание выпучивания грунта или аварийного выхода пневмопробойника на поверхность должна составлять:

- 0,5—1,2 м для скважин диаметром от 60 до 130 мм;
- 1,2—2 м для скважин диаметром от 130 до 250 мм;
- 2—2,5 м для скважин диаметром от 350 до 400 мм.

В зимних условиях глубина заложения должна быть больше глубины промерзания грунта на два-три диаметра скважины.

Применение пневмопробойников невозможно в мерзлых грунтах, при наличии твердых включений размером более 250 мм, корней деревьев, остатков строительных конструкций и других препятствий. В грунтах с пустотами, размеры которых превышают 700 мм, пневмопробойниками можно осуществлять только забивку стальных и протягивание асбоцементных труб.

При пересечении существующих подземных коммуникаций с прокладываемой трубой (скважиной) расстояние между ними должно составлять не менее трех диаметров последней. При этом необходимо учитывать возможные отклонения пневмопробойника от проектного направления, которые на протяжении 20 м, как правило, не превышают по вертикали 0,2—0,3 м, а по горизонтали — 0,05—0,1 м.

При параллельной прокладке нескольких труб (скважин) расстояние между их осями должно быть не менее трех диаметров трубы (скважины).

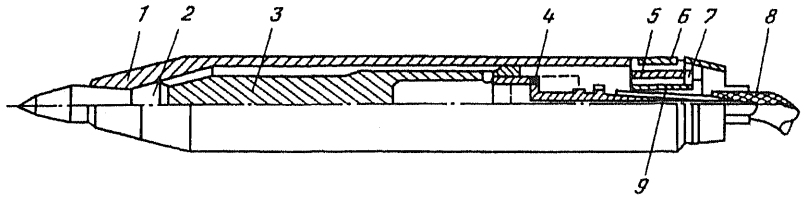


Рис. 4.4. Схема пневмопробойника:
1 — корпус; *2* — наковальня; *3* — боек; *4* — патрубок; *5* — амортизатор; *6* — задняя гайка; *7* — клапан; *8* — воздухоподводящий шланг; *9* — гайка

Пневмопробойник (рис 4.4) представляет собой самодвижущуюся пневмоударную машину. Боек, размещенный в корпусе, совершая под действием сжатого воздуха возвратно-поступательные движения, наносит удар по переднему торцу корпуса, продвигая его в грунт. Обратному перемещению корпуса препятствуют силы трения, возникающие между его наружной поверхностью и грунтом. Благодаря осевой симметрии и значительной длине пневмопробойник во время продвижения в грунте сохраняет заданное направление. Реверсивное устройство позволяет изменять направление ударов, а следовательно, и направление движения пневмопробойника, т.е. возвращать его к устью скважины.

Промышленность выпускает несколько марок пневмопробойников СО-144, ИП-4605, ИП-4603, СО-134, СО-186, диаметрами соответственно 70, 95, 130, 150 и 240 мм, а также пневмо- и гидромолоты М-130А, М-200, СП-71 и др. Некоторые из них оснащены удлинителем (СО-134), расширителями (СО-144, ИП-4605, ИП-4603, СО-134) и переходными втулками (СО-134 и М-130А).

Удлинитель применяют для повышения точности прокладки труб (скважин), в первую очередь в слабых и неоднородных грунтах. Расширитель используют для увеличения диаметра скважин путем повторных проходов, а переходные втулки — для присоединения пневмопробойников к прокладываемой трубе.

Кроме этого, в комплект входят хвостовые насадки для протаскивания труб непосредственно в скважину, образуемую пневмопробойником. Работа пневмопробойника осуществляется за счет импульсных ударов, наносимых бойком непосредственно по переднему торцу его корпуса (наковальне). Энергия удара в зависимости от марки пневмопробойника составляет 60—300 Дж. В пневмо- и гидромолотах удары передаются не корпусу, а специальной головной насадке с энергией 1300—2000 Дж.

Пневмопробойники и пневмомолоты приводятся в действие от передвижных компрессоров ЗИФ-55, ДК-9, ПР-10, ПВ-10 и др.

Для прокладки трубопроводов, образования скважин или других работ пневмопробойник запускают в грунт из входного приямка к приемному. При его движении реактивные нагрузки воспринимают стенки скважины, а в момент запуска — стартовые устройства (для пневмопробойников

ИП-4603, ИП-4605), либо прижимной механизм, поджимающий машину к забою [для пневмопробойника СО-134 (рис. 4.5)].

Для облегчения внедрения пневмопробойника в грунт его запуск следует вести при пониженном давлении, соблюдая точность ориентации и прямолинейность его движения.

Длина входного приямка для пневмопробойников разных марок (в зависимости от их габаритных размеров) должна составлять 1,8—4 м, ширина — 0,8—1,5 м, а приемного приямка — соответственно 1,8—2,5 и 1,3—1,5 м.

Минимальная глубина входного приямка определяется глубиной заложения прокладываемой трубы (скважины), а глубину приемного — принимают на 0,5 м больше глубины входного.

При необходимости более глубокого (более 2,5—3 м) заложения приямков они должны быть закреплены, но устройства упорных стенок не требуется.

В последние годы в России наряду с отечественными получают распространение пневмопробойники, пневмо- и гидромолоты зарубежных фирм, таких как «Вермеер» (США), «Тракто-Техник» (Германия), «Тетра АГ» (Великобритания) и др.

Они отличаются от отечественных только более широким набором типоразмеров в диапазоне диаметров 45—400 мм и более полным комплектом различных насадок и приспособлений, расширяющих возможности практического применения этих машин. Кроме того, в некоторых модификациях пневмопробойников, например, фирмы «Вермеер» (США) предусмотрено регулирование мощности ударов путем изменения

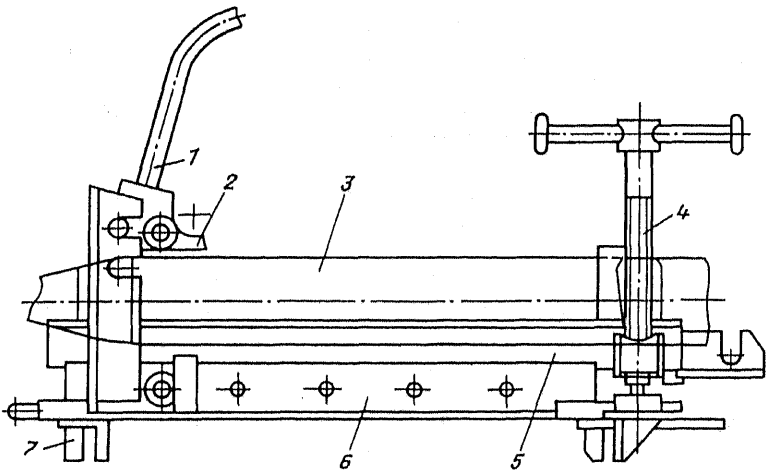


Рис. 4.5. Схема стартового устройства для запуска пневмопробойников:
1 — рычаг; *2* — прижим; *3* — пневмопробойник; *4* — регулировочный винт; *5* — направляющая призма; *6* — основание; *7* — костыль

величины хода бойка, что очень важно при прокладке труб (скважин) в изменяющихся грунтовых условиях.

В настоящее время в России и за рубежом ведут теоретические и экспериментальные исследования, создают и испытывают опытные образцы грунтопрокалывающих установок нового поколения, основанных на одновременном статико-динамическом и вибрационном воздействии на грунт.

Исследованиями установлено, что одновременное воздействие вибрации и осевой напорной силы в 6—8 раз повышает скорость статического прокола, а величина необходимого напорного усилия снижается при этом в 8—10 раз.

Применение таких установок значительно снизит энергозатраты, упростит выполнение основных и вспомогательных операций и сократит сроки строительства.

4.3. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОКЛАДКИ ТРУБОПРОВОДОВ И ОБРАЗОВАНИЯ СКВАЖИН ГРУНТОПРОКАЛЫВАЮЩИМИ УСТАНОВКАМИ

При статическом проколе грунта прокладку труб осуществляют гидродомкратной установкой в следующей последовательности. Подготовленное для прокладки головное звено трубы, оснащенное наконечником или расширительным кольцом и заглушкой, опускают на направляющую раму, продвигают до упора к передней стенке рабочего котлована, выверяют по маркшейдерским отметкам и устанавливают точно в створе проектной оси прокладки. Применение наконечника или расширительного кольца обеспечивает снижение сил трения на 30—40% и сохранение проектного положения трубы.

Затем задний конец головного звена перекрывают торцевой нажимной заглушкой и включают насосную станцию и гидродомкрат. При рабочем ходе шток гидродомкрата упирается в нажимную заглушку и передает напорное усилие на торец трубы, продвигая ее в грунт на расстояние, соответствующее ходу штока.

После этого шток гидродомкрата убирают в исходное положение, в образовавшийся зазор между заглушкой и торцом трубы помещают первый промежуточный нажимной патрубок из набора длиной 1 м, включают домкрат и продвигают трубу в грунте снова на величину хода его штока. Затем поочередно, используя из набора другие промежуточные нажимные патрубки длиной 2, 3 и 4 м, осуществляют цикличное вдавливание трубы в грунт на ее полную длину. После этого нажимные патрубки заменяют очередной трубой стандартной длины, осуществляют ее стыковку с предыдущей и сварку стыка. Цикл работ по статическому проколу грунта и наращиванию звеньев труб повторяют до тех пор, пока передний конец головного звена трубы с наконечником не выйдет в приемный котлован.

При применении нажимной штанги (шомпола) для передачи напорного усилия от гидродомкратов на торец трубы надобность в использовании промежуточных нажимных патрубков отпадает.

В этом случае штангу вводят внутрь трубы, при рабочем ходе штока гидродомкрата она воспринимает напорное усилие и через палец, зафиксированный в ее отверстиях, и нажимной фланец передает его на торец трубы, внедряя ее в грунт на длину хода штока гидродомкрата. По завершении рабочего хода гидродомкрат переключают на обратный ход и возвращают шток, штангу и нажимной фланец в исходное положение.

Затем переставляют палец из первых отверстий штанги во вторые, третьи и т.д. и цикл прокола повторяют. По окончании прокладки первого звена труб штангу вынимают и монтируют в следующем звене, подготавливаемом для наращивания первого.

В дальнейшем прокол грунта осуществляют в такой же последовательности, как и при прокладке первого звена трубы. Напорные усилия от штоков гидродомкратов прокладываемой трубе можно передавать и с помощью зажимных хомутов, но при этом грунтопрокалывающая установка должна быть оснащена двумя симметрично расположенными гидродомкратами.

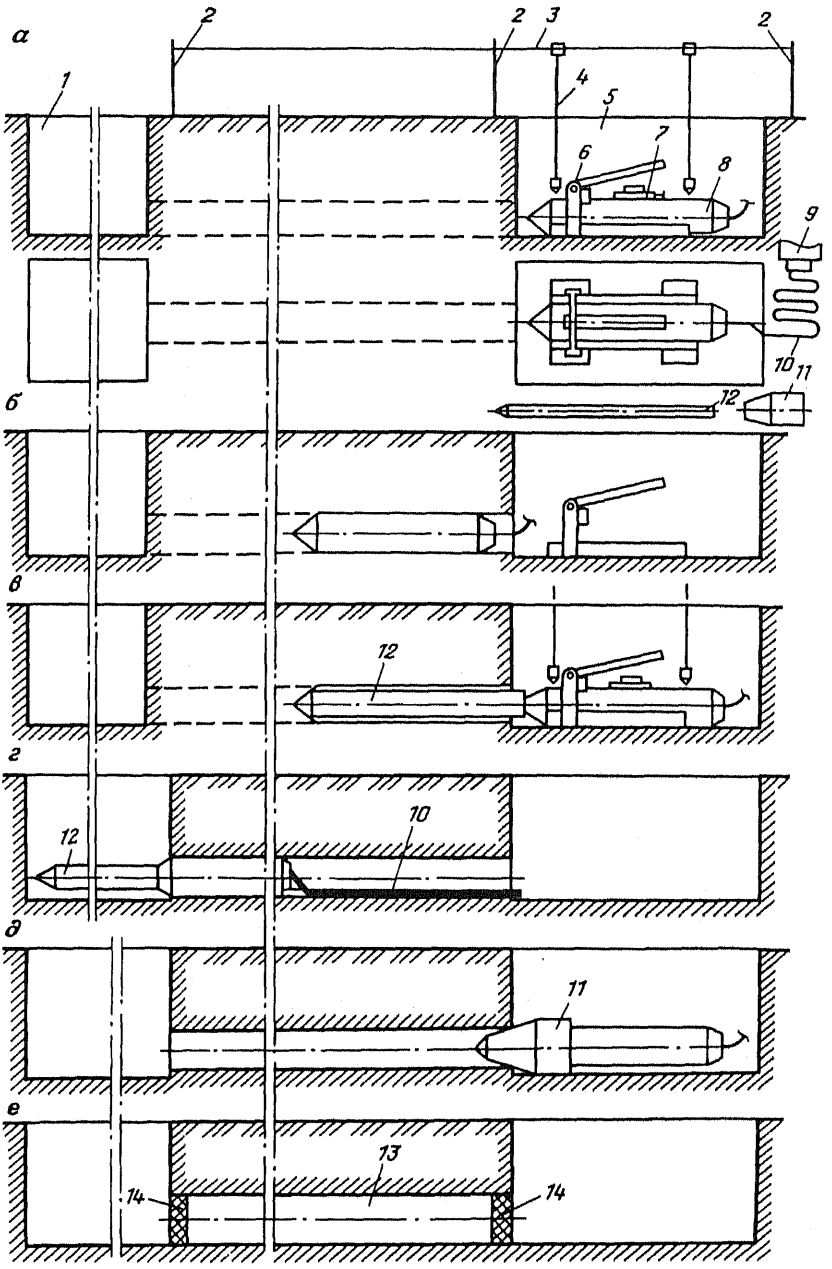
Принцип действия зажимных хомутов основан на том, что между хомутами и зажатой ими трубой возникают силы трения, пропорциональные сжимающим усилиям, которые обеспечивают передачу трубе напорных усилий, развиваемых гидродомкратами.

После прокола грунта на длину хода штоков гидродомкратов хомуты разжимают и переставляют на другое место для нового захвата трубы. Наиболее надежными в работе являются клиновые хомуты, позволяющие передавать прокладываемой трубе напорные усилия свыше 1000 кН. Приведенные технологические приемы статического прокола грунта трубами предопределяют необходимость устройства в рабочем котловане упорной стенки для восприятия реактивных усилий от гидродомкратов грунтопрокалывающей установки и характеризуются многооперационностью и большими трудовыми затратами (особенно при использовании промежуточных нажимных патрубков). В связи с этим эксплуатационная скорость прокладки труб диаметром до 350—400 мм не превышает 8—10 м/смену, а производительность прокладки 1 м труб составляет 2,7—3,3 чел.-смен.

Более прогрессивной является технология прокола грунта трубами с использованием грунтопрокалывающей установки СКБ Мосстроя.

Установку в собранном виде опускают в рабочий котлован, выставляют по маркшейдерским отметкам и приводят все ее подвижные узлы в исходное положение. Затем опускают оснащенное наконечником первое звено трубы, размещают его на установке и опирают передним концом на раму, а задний конец устанавливают на соответствующий диаметру трубы выступ на нажимной пяте гидродомкрата.

После этого включают насосную станцию, и гидродомкрат через нажимную плиту продвигает трубу вперед, внедряя ее в грунт на ход штока. Реактивное усилие домкрата через подвижный упор и раму воспринимается инвентарной металлической упорной плитой. По окончании рабочего цикла технологическую тележку с домкратом перекатывают вслед за про-


а
б
в
г
д
е
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14

кладываемой трубой, подвижный упор фиксируют в новом положении на кулаках рамы и цикл повторяют до полного внедрения в грунт звена прокладываемой трубы. После этого технологическую тележку с домкратом возвращают в исходное положение, монтируют на раме следующее звено трубы, сваривают его с предыдущим и повторяют цикл работ.

При применении установки СКБ Мосстроя следует обращать внимание на длину звеньев труб, применяемых при проколе, так как от нее будут зависеть размеры рабочего котлована. При длине звена труб 3 м длина котлована по дну должна составлять 7 м, а ширина — 1,6 м. При длине труб 6 м длина котлована достигнет 9,5 м. Дно котлована должно быть расположено ниже проектной оси трубы на 0,35 м.

В такой же последовательности выполняют работы по проколу грунта установками ГПУ-600, ГПУ-600А и ГПУ-300. Использование принципа «шагающих домкратов» в грунтопрокалывающих установках позволяет упростить выполнение основных операций и значительно сократить время рабочего цикла. Темпы прокладки трубопроводов такими установками для труб диаметром 100—600 мм составляют от 18 до 24 м/смену, а производительность труда — от 6 до 8 м/чел.-смену.

При динамическом проколе грунта пневмопробойниками, пневмо- и гидромолотами возможно выполнение ряда следующих работ.

Образование скважины в грунте происходит при проходе пневмопробойника от входного приямка к приемному. В зависимости от грунтовых условий и требуемой точности максимальная длина скважины не должна превышать 40—60 м.

Работы по образованию скважин в грунте выполняют по следующей схеме (рис.4.6). На дно входного приямка опускают, устанавливают там в горизонтальном положении и закрепляют стартовое устройство или прижимной механизм. Затем на него устанавливают пневмопробойник, выверяют его в вертикальной плоскости, включают в работу и пробивают скважину длиной не менее 2 м. После этого пневмопробойник реверсируют и возвращают во входной приямок. Здесь на пневмопробойнике монтируют удлинитель и с ним продолжают пробивание скважины до выхода пневмопробойника в приемный приямок. Удлинитель демонтируют, а пневмопробойник отсоединяют от шланга, переносят во входной приямок, оснащают расширителем, ориентируют в направлении пройденной скважины и вновь запускают в работу.

По выходе в приемный приямок пневмопробойник отключают, отсоединяют от воздухоподводящего шланга, шланг извлекают из скважины и закрывают ее с обеих сторон заглушками.

Рис. 4.6. Последовательность работ по образованию скважин в грунте:
а — нацеливание пневмопробойника; *б* — запуск; *в* — установка удлинителя; *г* — образование скважины; *д* — установка расширителя; *е* — готовая скважина; *1* — приемный приямок; *2* — вешки; *3* — шнур; *4* — отвес; *5* — входной приямок; *6* — стартовое устройство; *7* — линейка с уровнем; *8* — пневмопробойник; *9* — компрессор: *10* — воздухоподводящий шланг; *11* — расширитель; *12* — удлинитель; *13* — готовая скважина; *14* — заглушки

Образование скважин в грунте с помощью пневмопробойников хорошо освоено строительными организациями. Например, в городе Новосибирске были образованы скважины диаметром 135 мм для осветительного кабеля длиной около 800 м. Прокладку выполняли отдельными небольшими участками со скоростью 16—22 м/ч.

Много различных подземных инженерных коммуникаций проложено с помощью пневмопробойников в Москве, Челябинске, Чебоксарах, С.-Петербурге, Барнауле и других городах. Средние скорости образования в грунте скважин диаметром 70—250 мм составили 60—15 м/смену, а трудоемкость 0,24—1,5 чел.-ч/м.

Прокладку (забивание) металлических труб в грунт можно выполнять как пневмопробойниками, так и пневмо- или гидромолотами.

При прокладке (забивании) металлической трубы применяемые для этого механизмы крепят соосно к ее заднему торцу, а направление задают по проектному положению трубы. Работы выполняют следующим образом.

В подготовленный входной приямок опускают первую секцию трубы, оснащенную конусным оголовком, укладывают ее на подкладки или направляющий швеллер и тщательно ориентируют в проектном направлении. Затем на подкладки у заднего торца трубы устанавливают и включают в работу пневмопробойник (пневмо- или гидромолот) со смонтированной на нем переходной втулкой и начинают забивать трубу в грунт. Втулка имеет две конические поверхности: внутреннюю, куда входит головная часть пневмопробойника, и наружную для соединения с забиваемой трубой. Для предотвращения разрыва торца трубы (при большой длине прокола и плотных грунтах) его следует усилить приваренным снаружи кольцом.

После надежного сцепления трубы с грунтом при внедрении на 0,8—1,5 м снова проверяют ее положение и, если необходимо, осуществляют корректировку направления движения.

По окончании прокладки (забивания) первой секции трубы в приямок опускают следующую секцию и стыкуют ее строго соосно с предыдущей. Затем сваривают стык и продолжают работу. Свариваемые стыки труб следует усиливать продольными накладками (4—6 накладок в зависимости от диаметра) длиной 200—300 мм, расположенными равномерно по окружности стыка. Перечисленные операции повторяют до тех пор, пока оголовок трубы не выйдет в приемный приямок.

При забивании трубы в заранее пройденную лидирующую скважину ее передний торец следует закрывать лидером-оголовком, который предотвращает разрушение стенок скважины и отклонение трубы от заданного направления. Примерно по такой же схеме забивают в грунт микросваи, анкеры, нагели и др.

Схему можно применять и при строительстве тоннелей или других подземных сооружений больших поперечных сечений для образования защитных экранов из прокладываемых (забиваемых) труб в кровле или по контуру выработки.

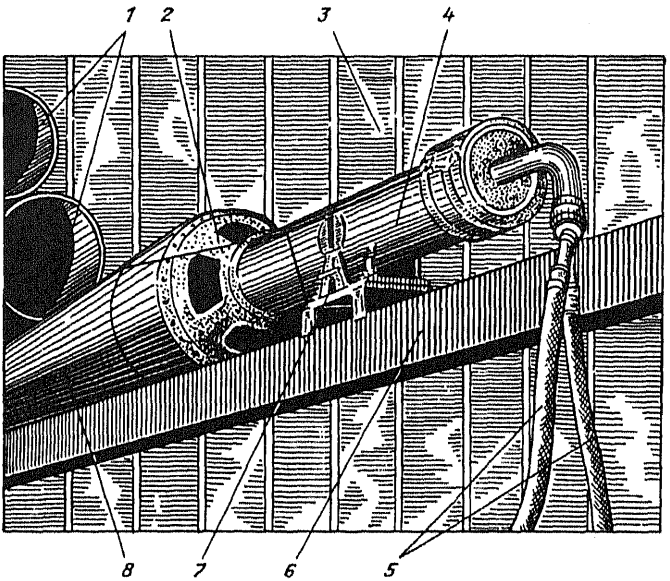


Рис. 4.7. Устройство защитного экрана из металлических труб с помощью гидромолота: *1* — проложенные (забитые) трубы; *2* — переходная втулка (траверса); *3* — шпунтовое крепление рабочего котлована; *4* — гидромолот; *5* — шланги; *6* — направляющий швеллер; *7* — подвижной узел крепления гидромолота к направляющему рельсу; *8* — очередная (забиваемая) труба

Так, в г. Инчун (Южная Корея) на участке пересечения строящейся линии метрополитена с восьмиполосной автострадой Сеул — Инчун с использованием гидромолотов был возведен экран из труб в кровле и по бокам тоннеля-перехода с пролетом 14,2 м и высотой 5 м (рис. 4.7).

Всего в песчанистых глинах было пробито 26 стальных труб длиной 45 м, диаметром 815 мм и с толщиной стенок 16 мм. В начале забивания скорость перемещения труб в грунте составляла 9 м/ч, снизившись к концу до 3 м/ч. Трубы забивали самой мощной из имеющихся на мировом рынке установкой «Терра-Хаммер TR 540 XL» (Германия). Этот молот может забивать трубы диаметром до 2000 мм, развивая энергию удара до 2200 Дж при расходе сжатого воздуха 34 м^3/мин. Масса установки длиной 2,3 м составляет 2,4 т. На устройство экрана, являющегося крупнейшим в мире, потребовалось 5 мес.

Средние скорости прокладки труб диаметром 100—400 мм с закрытым конусным оголовком торцом составляют 40—10 м/смену, а трудоемкость — 0,8—2,9 чел.-ч/м, труб диаметром 300—600 мм с открытым торцом — соответственно 20—5 м/смену и 1,6—6,4 чел.-ч/м.

Затягивание асбоцементных труб в скважины. При проведении таких работ пневмопробойник служит одновременно для образования скважины и протягивания по ней трубы.

Выполняют работы, в основном, пневмопробойником ИП-4603, оборудованным устройством для затягивания труб. При этом используют стандартные асбоцементные трубы с наружным диаметром 118—122 мм и длиной 2950 мм. Максимальная длина затягиваемого трубопровода составляет 20—25 м.

Работы по затягиванию асбоцементных труб в скважину выполняют в следующем порядке.

После внедрения пневмопробойника в грунт на 1/3 его длины (для надежного сцепления с грунтом) к его хвостовой части с помощью специальной насадки присоединяют первую трубу и вновь включают его в работу.

По окончании затягивания в грунт первой трубы пневмопробойник останавливают, подают во входной приямок вторую трубу, тщательно поджимают ее к первой, соединяют с ней полиэтиленовой муфтой, включают пневмопробойник и в грунт затягивают вторую трубу.

Эти операции повторяют до выхода пневмопробойника и переднего конца затягиваемой трубы в приемный приямок.

Простая и надежная конструкция устройства для затягивания одной, двух или трех асбоцементных труб одновременно (УЗТ, УЗТ-2 и УЗТ-3) разработана в проектно-строительном объединении «Мосинжстрой» (рис. 4.8).

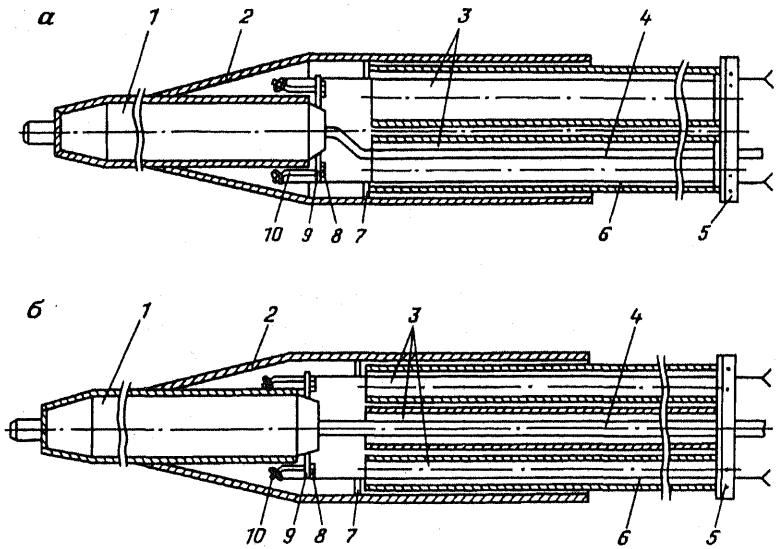


Рис. 4.8. Схема устройств УЗТ-2(*а*) и УЗТ-3(*б*) для одновременного затягивания нескольких асбоцементных труб в грунт:
1 — пневмопробойник; *2* — насадка-расширитель; *3* — трубы; *4* — воздухоподводящий шланг; *5* — ведущий фланец; *6* — трос; *7* — упор; *8* — гайка; *9* — центрирующий фланец; *10* — палец

Средние скорости затягивания асбоцементных труб диаметром 118—122 мм составляют 50—35 м/смену, а трудоемкость 0,4—0,72 чел.-ч/м. Кроме асбоцементных труб с помощью пневмопробойников можно затягивать в скважины широко используемые в зарубежной практике и начинающие получать распространение в России стеклопластиковые (GPR), полиэтиленовые (PE), поливинилхлоридные (PVC) и бетонные трубы. Такие трубы оснащены винтовыми соединениями и соединениями на защелках, срабатывающих от продольного нажима, что значительно ускоряет процесс затягивания их в скважины и снижает затраты труда.

При оснащении пневмопробойника взламывающей головкой можно выполнять работы по разрушению старых керамических, асбоцементных и чугунных труб с одновременной заменой их новыми того же или большего диаметра.

При этом пневмопробойник, продвигаясь по старой трубе, взламывает ее, впрессовывая образующиеся осколки в окружающий грунтовый массив, а за собой затягивает новую трубу.

Извлечение труб из грунта. Пневмопробойником можно извлекать из любых грунтов трубы диаметром до 300 мм. Длина извлекаемых труб зависит от грунтовых условий (величины сцепления грунта с поверхностью трубы).

При извлечении трубы из грунта пневмопробойник используют в качестве тянущего механизма, прикрепляемого к переднему торцу извлекаемой трубы с помощью специального приспособления. При этом он должен двигаться по направляющему швеллеру или тщательно спланированному дну приямка строго по направлению извлекаемого трубопровода. Под извлекаемую трубу необходимо подкладывать подкладки.

После извлечения части трубы на длину приямка переходное приспособление отделяют от нее, извлеченную часть отрезают от трубопровода и все операции повторяют. С помощью пневмопробойника можно извлекать старые трубы с одновременной их заменой новыми того же или большего диаметра.

В этом случае первую секцию нового трубопровода одним торцом стыкуют с извлекаемым (в случае разных диаметров — с помощью конического переходника), а к другому — присоединяют пневмопробойник и включают его в работу. Все остальные операции выполняют так же, как и при забивании стальных труб, но по мере выхода в приемный приямок старых труб их обрезают и удаляют.

Формование асбоцементных трубопроводов в грунте. Применение пневмопробойников обеспечивает возможность при устройстве скважин отформовать непосредственно в грунте асбоцементные трубы, которые можно использовать для прокладки в них кабелей любых видов. Исходя из условий создания качественных трубопроводов, их длина не должна превышать 35 м, а толщина стенки — составлять не менее 0,5 см.

Для формования в грунте асбоцементных трубопроводов используют обычно пневмопробойники ИП-4605 и ИП-4603. При их применении внутренние диаметры отформованных труб составляют соответственно 95 и 130 мм.

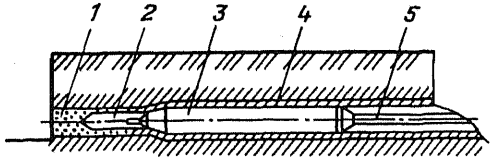


Рис. 4.9. Схема формования асбоцементного трубопровода в грунте:
1 — скважина, заполненная смесью; *2* — стабилизирующая насадка; *3* — пневмопробойник; *4* — отформованный трубопровод; *5* — воздухоподводящий шланг

Сухая асбоцементная смесь для формования трубопроводов непосредственно в грунте должна содержать 30—50% цемента марки не ниже 300 и 50—70% распушенного асбеста V—VI сортов. Вода, добавляемая к сухим компонентам, должна составлять 7,5—10% их веса.

Такое соотношение обеспечивает оптимальную влажность смеси. При влажности меньше указанной возможно обрушение смеси со стенок скважины после прохода пневмопробойника. При большей влажности не обеспечивается восприятие реактивных нагрузок от пневмопробойника стенками скважины, и его движение по ней становится невозможным.

Полусухую смесь приготавливают централизованно или на месте работ в передвижных растворомешалках вместимостью 0,25 м^3. При транспортировании и хранении смеси необходимо соблюдать меры, препятствующие изменению ее влажности.

Объемная плотность смеси, уложенной в скважину, должна быть не менее 0,9 т/м^3. При этом формуется высококачественный асбоцементный трубопровод с плотностью материала стенки 1,55—1,65 т/м^3.

Средняя толщина стенки трубопровода в зависимости от объемной плотности смеси, уложенной в скважину, и диаметра последней составляет 14,5—22 мм. При формовании трубопроводов для обеспечения равномерного распределения асбоцементной смеси по поверхности корпуса пневмопробойника применяют стабилизирующую насадку, которую монтируют на пику пневмопробойника.

Для заполнения скважины подготовленной смесью используют пневмозарядную станцию УЗС-1500 либо другую подобную установку. Работы по формованию асбоцементного трубопровода в грунте выполняют в следующей последовательности (рис. 4.9).

Из входного приямка пневмопробойником пробивают скважину нужного диаметра и при выходе в приемный приямок его отключают, отсоединяют от шланга и переносят во входной приямок, а шланг извлекают из скважины. Затем проверяют на холостом ходу работу пневмозарядной станции и зарядного трубопровода, обязательно продувают скважину сжатым воздухом и заполняют ее подготовленной асбоцементной смесью. После этого на пику пневмопробойника устанавливают стабилизирующую насадку, включают его в работу, и он, перемещаясь по скважине, формует асбоцементную трубу в грунте.

4.4. ПРОДАВЛИВАНИЕ. СУЩНОСТЬ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СПОСОБА

Продавливание — способ прокладки трубопроводов, образования скважин, строительства тоннелей и других подземных сооружений путем последовательного вдавливания в грунт сопряженных между собой по длине звеньев труб, тоннельных конструкций либо готовых цельнозамкнутых элементов (секций) подземного сооружения с обязательным удалением грунта из контура выработки в процессе ее возведения. Способом продавливания чаще всего прокладывают металлические трубопроводы-футляры диаметром от 600 до 2000 мм и протяженностью до 40—60 м в любых грунтах I—II категории по СНиП. Продавливание в крепких грунтах ведут с их одновременным разбуриванием внутри или впереди прокладываемого трубопровода. Бурение можно выполнять и без труб. В этом случае в грунте образуют скважину, в которую затем проталкивают или протягивают став труб. Для разработки и транспортирования грунта обычно используют горизонтальные шнеки. Применение продавливания в сочетании со шнековым бурением позволяет прокладывать трубопроводы или образовывать скважины диаметром от 325 до 1420 мм на длину до 60—70 м.

При продавливании трубопроводов, как и при проколе, используют стандартные металлические трубы диаметром 325—2000 мм. Реже применяют железобетонные, бетонные (высокого качества) и полимербетонные трубы. Трубы обычно служат защитным футляром, внутри которого размещают рабочие трубопроводы различного назначения, а межтрубное пространство заполняют инертными материалами или тощим бетоном.

В качестве рабочих трубопроводов чаще всего используют металлические трубы. Наряду с ними применяют чугунные, железобетонные, керамические, асбоцементные и другие трубы.

При строительстве тоннелей способом продавливания наибольшее распространение получила схема, когда тоннельную обделку из сборных элементов, блоков, тюбингов или колец продавливают вслед за автономно работающим проходческим щитом-лидером. Схема может быть использована при щитовом проведении тоннелей в основном небольшой протяженности (до 100 м) диаметром от 2 до 5,6 м.

Вместе с тем в отечественной и особенно в зарубежной практике последних лет получает развитие микрощитовая технология, также основанная на принципе продавливания обделки вслед за щитом и позволяющая проводить тоннели малых диаметров 1; 1,2; 1,3; 1,5 и 2 м, что существенно расширяет область применения способа продавливания.

Строительство тоннелей и подземных сооружений больших размеров и различных форм поперечного сечения (круглой, овальной, квадратной, прямоугольной) способом продавливания осуществляют по двум другим схемам.

По *первой схеме* головное звено тоннельной обделки (сборное или цельнозамкнутое кольцо) либо первую секцию подземного сооружения оснащают массивным управляемым или неуправляемым ножевым

устройством (по типу ножевой части проходческого щита) в полном соответствии с внешним очертанием и размерами этого сооружения.

Подготовленное головное звено обделки с ножевым устройством вдавливают в грунт, а за ним (после выполнения всех необходимых проходческих операций) проталкивают очередные кольца обделки или секции подземного сооружения.

По *второй схеме* способ продавливания выполняет вспомогательную роль. Его используют для создания защитного экрана, как правило, из металлических труб, продавленных по контуру тоннеля или подземного сооружения большого сечения, с последующей трансформацией экрана в постоянную обделку. Продавливание трубопроводов, а особенно тоннелей и подземных сооружений осуществляют обычно на сравнительно небольшую длину. Однако, как показывает практика, можно продавливать трубопроводы и тоннели длиной до 300—400 м. Известны случаи продавливания автотранспортных тоннелей прямоугольного поперечного сечения размером 38 × 12,5 м примерно на 2 км. Этого достигают несколькими способами, основанными на уменьшении сил трения на контакте грунтового массива с наружной поверхностью продавливаемого трубопровода или тоннельной обделки. Например, эффективно покрытие наружной поверхности труб или элементов обделки битумными мастиками или использование алюминиевых, либо стальных листов, помещаемых в процессе проведения выработки между грунтом и обделкой. Уменьшения сопротивления продавливанию достигают также нагнетанием за трубы или обделку (изнутри тоннеля или через скважины с поверхности земли) под давлением 0,3—0,5 МПа различных маловязких составов, бентонитовой суспензии, что способствует снижению сил трения на 30—50% и уменьшению деформаций грунтового массива и земной поверхности. Однако в крупнозернистых неустойчивых грунтах, а также при наличии крупных пустот за трубами или обделкой нагнетание бентонитовой суспензии оказывается малоэффективным. Более действенным средством, позволяющим значительно увеличивать длину продавливания, является применение промежуточных гидродомкратных станций, выполненных в размерах звена продавливаемой трубы или тоннельной обделки.

Промежуточную станцию вдавливают в грунт аналогично обыкновенному звену и включают в работу, когда усилий, развиваемых основной гидродомкратной установкой, будет недостаточно для дальнейшего продвижения става труб или тоннельной обделки в грунтовом массиве.

4.5. КОНСТРУКЦИИ ПРОДАВЛИВАЮЩИХ УСТАНОВОК И КОМПЛЕКСОВ

В конструктивном отношении продавливающие установки подразделяют на немеханизированные и механизированные.

Немеханизированными считают установки, в которых разработку и погрузку грунта в забое осуществляют ручными инструментами. Все другие проходческие операции имеют различный уровень механизации работ.

Механизированными считают установки, в которых разрушение грунта в забое выполняют рабочие органы различного типа. Обязательной для всех механизированных установок является также полная механизация и других основных операций проходческого цикла.

Оба типа продавливающих установок состоят из следующих основных узлов и механизмов: силового агрегата для вдавливания труб или тоннельной обделки в грунтовый массив с узлами передачи усилий; рабочего органа для разработки грунта в забое (в механизированных установках); устройства для транспортирования разработанного грунта; механизма для выдачи грунта из рабочего котлована или приствоповой камеры; направляющих рамы и оголовка (ножевой секции).

В комплект продавливающих установок также входят: инвентарная опорная плита, нажимные подушки (планшайбы), промежуточные нажимные фланцевые патрубки, средства водоотлива (при необходимости), освещения и проветривания.

Кроме того, в работе используют передвижные электростанции, компрессоры, автомобильные краны, сварочные аппараты и другое оборудование.

Немеханизированные установки (рис. 4.10). Силовой агрегат установки состоит из гидродомкратов, маслостанции с насосами высокого давления и контрольными приборами, смонтированными на специальной раме. На этой же раме (обычно над гидродомкратами) устанавливают одно- или двухбарабанную тяговую лебедку для обеспечения транспортных операций внутри продавливаемой трубы. Электроснабжение продавливающих установок и применяемого оборудования осуществляют от городской электросети или передвижных электростанций мощностью не менее 30 кВт.

Грунт в забое разрабатывают отбойными молотками или ручными инструментами и грузят в опрокидные вагонетки или съемные прямоугольные опрокидные бадьи вместимостью 0,15—0,45 м^3, устанавливаемые на специальных платформах, а затем транспортируют тяговой лебедкой

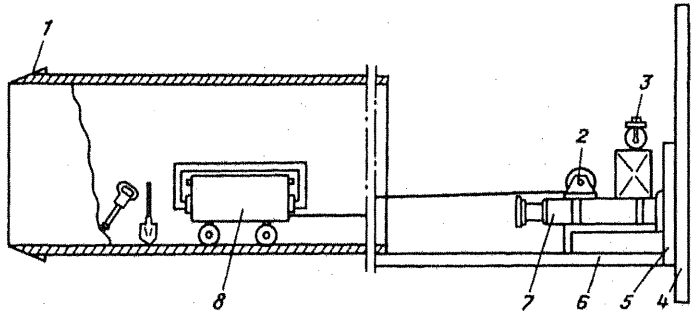


Рис. 4.10. Схема немеханизированной продавливающей установки:
1 — направляющий оголовок; *2* — тяговая лебедка; *3* — насосная станция; *4* — упорная стенка; *5* — опорная плита; *6* — направляющая рама; *7* — гидродомкрат; *8* — опрокидная вагонетка

к торцу продавливаемого трубопровода-футляра. Для облегчения перемещения вагонеток и платформ по лотку трубы их колеса оснащают резиновыми шинами. Сжатый воздух для работы отбойных молотков поступает от передвижных компрессоров соответствующей производительности. Для освещения забоя используют прожектор (фары), установленный в рабочем котловане у торца продавливаемого трубопровода, а для проветривания — вентиляционные установки.

Грунт из рабочего котлована выдают в тех же вагонетках и бадьях автомобильными кранами или кранами типа СПК-1000 и СПК-2000.

Для соблюдения заданного положения продавливаемого трубопровода-футляра установки снабжают направляющими рамами, изготавливаемыми из деревянных брусьев, швеллеров или уголков.

Целесообразно применять рамы специальной конструкции, позволяющие устанавливать трубу в необходимое положение как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскости.

При продавливании первая секция трубопровода должна иметь направляющий оголовок (инвентарную ножевую секцию). Оголовок изготавливают из отрезка трубы длиной 1,5—2 м того же диаметра, что и продавливаемый трубопровод. Передний конец оголовка оснащают кольцевым или серпообразным расширительным ножом клиновидной формы с наружным скосом режущих кромок. Скосы режущих кромок ножей выполняют под углом 15—22°, при этом они могут быть изготовлены с наклоном внутрь или наружу. Расширительный нож приваривают к наружной поверхности оголовка, и таким образом передний торец становится на 30—60 мм больше наружного диаметра прокладываемого трубопровода. За счет этого образуется зазор между его стенкой и грунтом, что приводит к уменьшению сил трения, возникающих при продавливании.

В комплект продавливающих установок также входят инвентарные опорные плиты, служащие для равномерного распределения реактивных усилий от продавливающих гидродомкратов на упорную стенку рабочего котлована. Наибольшее распространение при продавливании трубопроводов-футляров диаметром 900—2000 мм в разных грунтах на длину до 60 м получили инвентарные опорные плиты трех типов: ИП-1, ИП-2 и ИП-3.

Инвентарные опорные плиты ИП-1 и ИП-2 изготавливают в виде пакетов, состоящих из приваренных друг к другу двутавров № 18—20, обшитых с четырех сторон листовым железом. С передней стороны к плитам (в местах опирания продавливающих гидродомкратов) приваривают соответственно две или три швеллерные балки. Такая конструкция плит обладает высокими прочностными свойствами.

При прокладке труб на большие расстояния в песчаных грунтах и труб большого диаметра используют инвентарную опорную плиту ИП-3. Она представляет собой объемную конструкцию, состоящую из двух стальных плит толщиной 16 мм и решетчатой диафрагмы, выполненной из стальных элементов, соединенных между собой с помощью сварки. В случае необходимости усиления конструкции ячейки диафрагмы могут быть заполнены бетоном.

Средняя скорость прокладки трубопроводов-футляров немеханизированными установками составляет 2,5—3 м/смену. Состав бригады — три человека. Ежегодно в Москве с использованием немеханизированных установок прокладывают 8—10 км трубопроводов-футляров различного назначения.

Механизированные установки. По способу разработки забоя их делят на две большие группы — установки с разрушением и без разрушения грунтового керна. Установки первой группы являются наиболее распространенными. Установки второй группы используют реже, в основном для прокладки трубопроводов небольших диаметров.

Установка ПУ-2 (рис. 4.11) является типичным представителем первой группы, разработана институтом ЦНИИПодземмаш и предназначена для продавливания трубопроводов-футляров диаметром 1220 и 1420 мм в сухих и естественной влажности песчаных, супесчаных и суглинистых грунтах I—IV категории по СНиП.

Силовой агрегат установки состоит из двух гидродомкратов ГД-170/1600, смонтированных в боковых ячейках рамы, опирающейся на основание рабочего котлована.

На раме установлены также насосная станция и пульт управления. Устройство передачи напорных усилий состоит из траверсы, расположенной на продольных балках рамы и связанной со штоками гидродомкратов, двух нажимных промежуточных патрубков длиной 1,5 м и одного — длиной 3 м, а также нажимной подушки (планшайбы), устанавливаемой на направляющей раме и передающей усилие на торец продавливаемого трубопровода-футляра. Направляющая рама и рама силового агрегата имеют регулировочные винтовые опоры для соблюдения заданного направления продавливания и шарнирно соединены между собой.

Рабочий орган скреперно-ковшового типа представляет собой портальную тележку с четырьмя нижними ходовыми роликами устойчивости, на которой смонтированы ковш с пружинными подвесками и грунтовый клапан-скребок. Пружинные подвески служат для возврата ковша, разрабатывающего забой, в исходное положение, т.е. снизу вверх. Грунтовый клапан-скребок может свободно отклоняться только в одну сторону — от забоя и при движении рабочего органа захватывает и перемещает разработанный грунт по трубе в разгрузочный лоток, установленный на направляющей раме под задним торцом трубы. В комплект установки

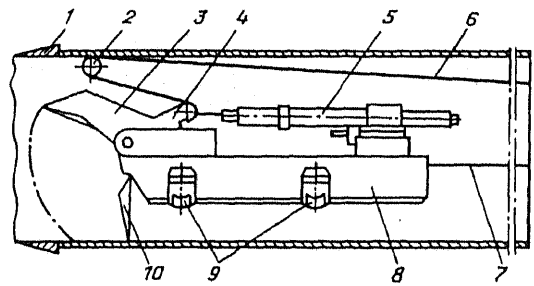


Рис. 4.11. Схема установки ПУ-2:
1 — направляющий оголовок; *2* — отклоняющий блок (ролик); *3* — ковш; *4* — поворотный рычаг ковша; *5* — пружинная подвеска; *6* — рабочий трос; *7* — тяговый трос; *8* — тележка; *9* — ходовые ролики; *10* — откидной грунтовый клапан-скребок

входят два рабочих органа, соответствующих диаметрам труб 1220 и 1420 мм.

Приводом рабочего органа является двухбарабанная скреперная лебедка ГГПС-2С, смонтированная на раме силового агрегата над гидродомкратами. Трос рабочего барабана запассован через отклоняющий ролик, установленный в направляющем оголовке (инвентарной ножевой секции), соединен с ковшом рабочего органа и служит для подачи установки на забой и приведения в действие ковша (срезание грунтовой стружки). Тяговый трос предназначен для извлечения рабочего органа с одновременным транспортированием разработанного грунта.

Техническая характеристика установки ПУ-2

Наружный диаметр трубопровода-футляра, мм	1220; 1420
Максимальная длина прокладки трубопровода, м	60
Скорость прокладки труб, м/смену	6–10
Ход штоков гидродомкратов, мм	1600
Давление в гидросистеме, МПа	20
Максимальное усилие гидродомкратов, кН	3600
Общая установленная мощность, кВт	50
Масса, т	13,6

Наибольшей производительности установки (до 18 м/смену) с учетом сварочных работ достигают при прокладке трубопроводов-футляров в песчаных грунтах. В глинистых грунтах темпы прокладки составляют 12 м/смену. Обслуживают установку 3 человека.

Установку У-12/60 (рис. 4.12) по способу разработки забоя относят ко второй группе. Она предназначена для продавливания трубо-

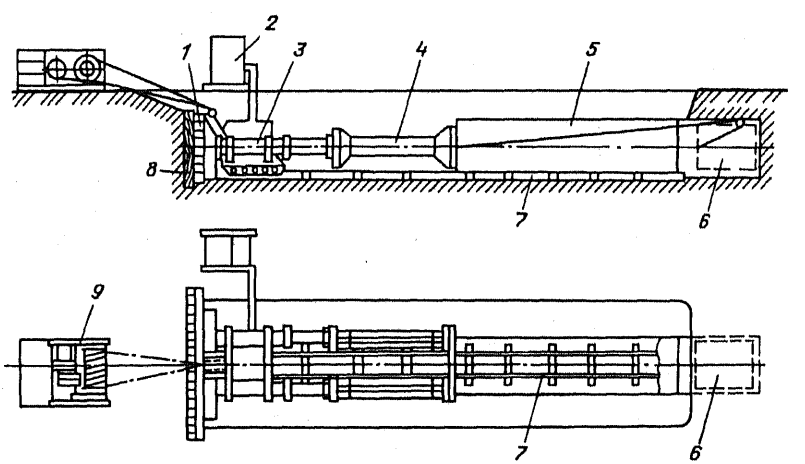


Рис. 4.12. Схема установки У-12/60:
1 — инвентарная опорная плита; *2* — насосная станция; *3* — гидродомкрат; *4* — нажимной патрубок; *5* — продавливаемая труба; *6* — челнок; *7* — направляющая рама; *8* — опорная стенка; *9* — тяговая лебедка

проводов-футляров диаметром 1220 мм в грунтах I—III категории по СНиП.

Силовой агрегат установки состоит из двух гидродомкратов с ходом штоков 1000 мм, развиваемые ими усилия передаются на торец трубы с помощью промежуточных нажимных патрубков.

Рабочий орган установки выполнен в виде челнока, перемещение которого по трубе осуществляется с помощью трособлочной системы тяговой лебедкой. В забое челнок фиксируется запорным устройством и при вдавливании трубы заполняется грунтом. Образовавшийся в челноке керн без дополнительного разрушения транспортируют к торцу продавливаемого трубопровода и разгружают в отвал или транспортное средство.

По данным практики, средняя скорость прокладки трубопроводов с учетом сварочных работ составляет 6—9 м/смену. Состав бригады — 5—6 человек.

Установка ПУ-3 по своему конструктивному исполнению может работать по двум схемам — с разрушением и без разрушения грунтового керна. Главной отличительной особенностью установки является наличие в ее составе, кроме рабочего органа скреперно-ковшового типа, как в ПУ-2, еще и рабочего органа в виде стакана-керноотборника (рис. 4.13).

Каждый из рабочих органов имеет три типоразмера для прокладки трубопроводов-футляров диаметром 1220, 1420 и 1620 мм.

Стакан-керноотборник выполнен в виде полого цилиндра с глухой задней стенкой длиной 1,5 м и диаметром на 35—40 мм меньше диаметра продавливаемого трубопровода и оснащен в нижней части четырьмя

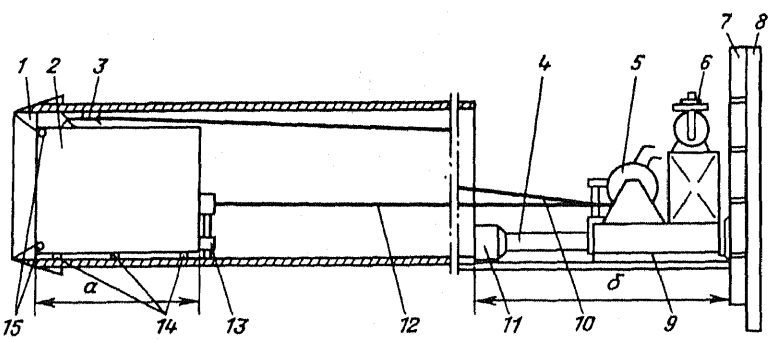


Рис. 4.13. Схема установки ПУ-3 со сменным рабочим органом в виде стакана-керноотборника:

а — рабочий орган; *б* — силовая установка; *1* — головная часть направляющего оголовка с наружным кольцевым клиновидным ножом и внутренними скосами режущих кромок; *2* — стакан-керноотборник; *3* — отклоняющий блок (ролик); *4* — гидродомкрат; *5* — тяговая лебедка; *6* — насосная станция; *7* — инвентарная опорная плита; *8* — упорная стенка: *9* — направляющая рама; *10* — рабочий трос; *11* — нажимная подушка (планшайба); *12* — тяговый трос; *13* — механизм фиксации стакана-керноотборника в направляющем оголовке; *14* — ходовые ролики; *15* — отрезное (взламывающее) кольцо, отделяющее заполненный стакан-керноотборник от грунтового массива при его транспортировании к торцу продавливаемого трубопровода

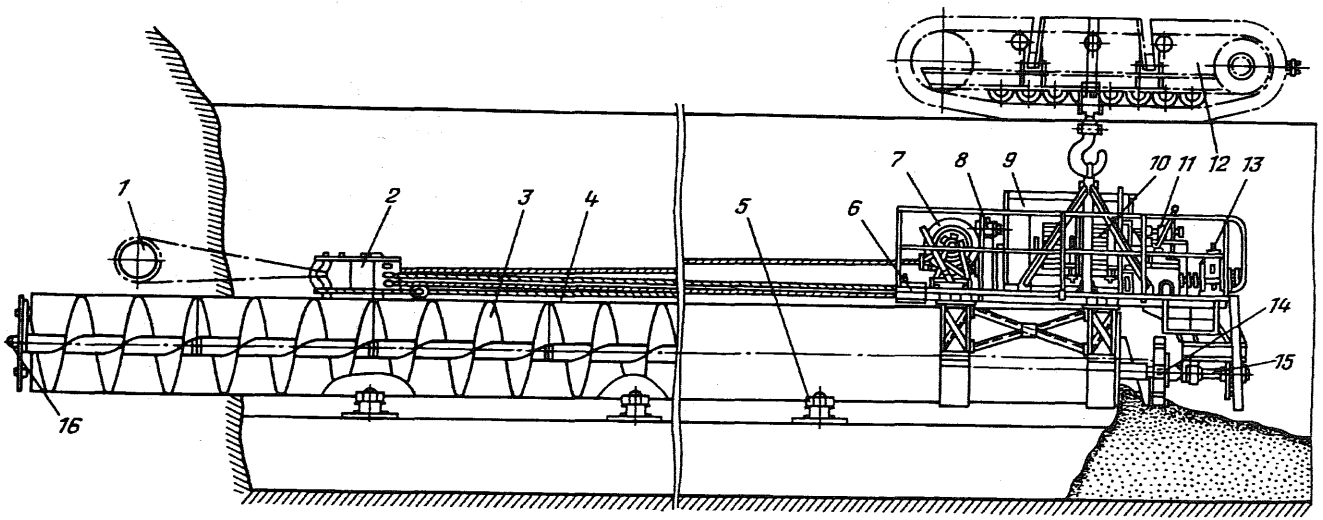


Рис. 4.14. Принципиальная схема установок типа УГБ и ГБ:
1 — упорный якорь; *2* — неподвижный блок; *3* — шнек; *4* — продавливаемая труба-футляр; *5* — направляющая рама с роликами; *6* — рабочая площадка; *7* — привод лебедки; *8* — ограждение площадки; *9* — двигатель внутреннего сгорания; *10* — коробка передач лебедки; *11* — муфта включения; *12* — трубоукладчик; *13* — двухступенчатый редуктор; *14* — муфта; *15* — приводной вал шнека; *16* — режущая головка

транспортными роликами. В верхней части стакана имеется продольный разрез, края которого соединены муфтовыми стяжками, позволяющими увеличивать диаметр стакана-керноотборника в ножевой и средней частях для облегчения его разгрузки. Кроме этого, на днище стакана имеются защелки для его фиксации у забоя, связанные с тяговым тросом.

В оголовке (инвентарной ножевой секции) кроме узла отклоняющего блока имеется устройство пережатия грунтового керна для облегчения его отрыва от окружающего массива и упоры для стакана-керноотборника.

В качестве привода рабочих органов обеих модификаций использована двухбарабанная скреперная лебедка 55ЛС-2СМ.

Техническая характеристика установки ПУ-3

Наружный диаметр трубопровода-футляра, мм	1220, 1420, 1620
Максимальная длина прокладки трубопровода, м	90
Скорость прокладки, м/ч:	
со скреперно-ковшовым рабочим органом	1,7
со стаканом-керноотборником	1,15
Ход штоков гидродомкратов, мм	1600
Давление в гидросистеме, МПа	30
Максимальное усилие гидродомкратов, кН	3600
Общая установленная мощность, кВт	75
Общая масса (с шестью исполнительными органами), т	18

Установки горизонтального бурения. Разработаны два типа установок горизонтального бурения — УГБ и ГБ. Они имеют одинаковый принцип действия и аналогичные кинематические схемы (рис. 4.14). Установки состоят из рамы, которую монтируют на продавливаемой трубе-футляре и крепят к ней хомутами. На раме установлены двигатель внутреннего сгорания с трансмиссией, обеспечивающей привод шнека с рабочим органом и лебедкой. Шнековый транспортер набирают из отдельных секций диаметром, равным внутреннему диаметру продавливаемого трубопровода-футляра. В головной части первой секции шнека закреплен рабочий орган — фрезерная головка, выходящая из футляра на 5—10 см.

С целью снижения усилий вдавливания диаметр фрезерной головки на 10—15 мм больше диаметра продавливаемого трубопровода. Осевое усилие вдавливания и резание грунта осуществляются с помощью лебедки. Вспомогательное оборудование состоит из опорных устройств, по которым перемещается продавливаемый футляр, и полиспаста.

Технические характеристики установок горизонтального бурения

Установка	УГБ-4	УГБ-5 (ГБ-1021)	ГБ-1422	ГБ-1421
Диаметр продавливаемых труб, мм	325, 426, 529, 630	630, 720, 920, 1020	1220, 1420	1220, 1420
Максимальная длина прокладки труб, м	60	60	60	60
Скорость бурения, м/ч	1,8—19	1,8—18	1,8—18,5	1,5—12,7
Средняя скорость прокладки труб, м/смену	15—25	15—25	15—25	15—25
Установленная мощность электродвигателя, кВт	30	55	74	55
Максимальное усилие подачи, кН	480	480	1600	800
Масса с полным комплектом оборудования, т	12,87	19,8	22	12

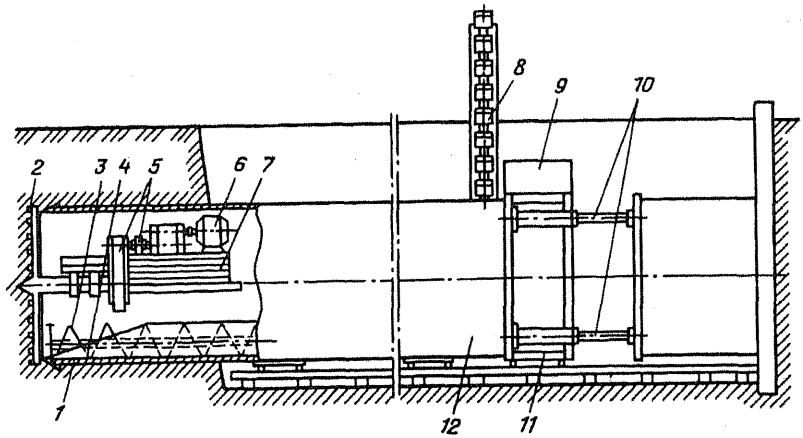


Рис. 4.15. Схема установки ГБ-1621:
1 — обечайка; *2* — режущая головка; *3* — шнек; *4* — грунтовый лоток; *5* — редукторы; *6* — электродвигатель; *7* — винтовой домкрат; *8* — ковшовый элеватор; *9* — двигатель с редуктором и трехскоростной коробкой передач; *10* — гидродомкраты; *11* — тележка; *12* — продавливаемая труба-футляр

Установка ГБ-1621 (рис. 4.15). Принцип действия установки также основан на сочетании разработки грунта режущей головкой и транспортирования его шнеком с одновременным вдавливанием трубопровода-футляра.

Однако в этой установке подачу трубы осуществляют гидродомкратным силовым агрегатом, а режущая головка имеет независимый привод. Положение режущей головки относительно ножа можно регулировать с помощью винтового домкрата таким образом, что в устойчивых грунтах она располагается на 30—50 мм впереди кромки ножа, а в неустойчивых грунтах — на расстоянии до 450 мм от нее.

Гидродомкраты силового агрегата смонтированы на тележке, упирающейся в прокладываемый футляр. На этой же тележке смонтирован электропривод шнекового транспортера малого диаметра, прокладываемого в специальном лотке в нижней части футляра, и ковшового элеватора, выдающего грунт из рабочего котлована. Установка позволяет продавливать трубопроводы-футляры диаметром 1220 мм на длину до 60 м.

Машина для продавливания ПМ 800-1600. Рабочий орган смонтирован на раме, закрепленной в инвентарной направляющей, и состоит из режущей головки и привода. Режущая головка представляет собой нож пропеллерного типа с центральным резцом. В зависимости от грунтовых условий режущую головку можно устанавливать либо перед передней кромкой инвентарной ножевой секции, либо внутри нее. Настройку режущей головки на прокладку труб различных диаметров

осуществляют путем установки соответствующих прокладок и смены ножей.

В нижней части инвентарной головной секции размещено устройство для призабойной погрузки грунта в транспортный совок, состоящее из загрузочного клапана, направляющих совка и сигнала его загрузки. Совок предназначен для транспортирования грунта по футляру и имеет корытообразную форму с открытыми торцами, оснащенными режущими кромками, и перемычку для крепления тягового каната. Перемещение совка по футляру и его разгрузку осуществляют с помощью разгрузочно-тягового устройства, которое расположено в рабочем котловане и состоит из рамы со смонтированными на ней двухбарабанной лебедкой, системой блоков и заслонкой, предназначенной для проталкивания грунта из совка в емкость-лоток. Емкость разгружают в отвал или транспортное средство автомобильным краном.

Осевое усилие резания грунта и подачи трубы-футляра создают с помощью двух тяговых лебедок и полиспастов, неподвижные блоки которых размещены на упорной стенке, а подвижные — на лапах нажимного захвата.

Техническая характеристика машины ПМ 800-1600

Диаметр прокладываемого трубопровода-футляра, мм	800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500, 1600
Максимальная длина прокладки трубопровода, м	120
Скорость прокладки, м/ч	8,38—9,03
Максимальное усилие подачи, кН	58
Максимальное усилие извлечения совка, кН	12,5
Установленная мощность электродвигателей, кВт	21,6
Масса, т	10,55

Установки с лидирующим проходческим щитом. Институтом ЦНИИ-Подземмаш разработан комплекс КЩ-2,1К с крепью из готовых железобетонных колец, продавливаемых в грунт вслед за щитом-лидером для строительства коллекторных тоннелей диаметром 2,1 м в грунтах I—III категории по СНиП.

Комплекс (рис. 4.16) состоит из базового механизированного щита КЩ-2,1Б со снятым блокоукладчиком, секционного ленточного конвейера, гидродомкратной установки с шестью домкратами, нажимным устройством, насосной станцией и пультом управления. В состав комплекса входят также инвентарная опорная плита и опрокидные бадьи для выдачи грунта. Для обмена бадей используют рольганг. Каждая секция ленточного конвейера имеет длину 1,5 м, и вместе с отрезками кабеля ее монтируют заранее на поверхности в кольце крепи. Лента конвейера и кабель имеют быстроразъемные соединения.

Гидродомкратная установка выполнена в едином блоке с нажимным устройством и размещена на направляющей раме. В передней части рама имеет грунтовую течку. В глинистых грунтах с применением комплекса можно проводить выработки протяженностью до 100 м, а в песчаных — до 60 м.

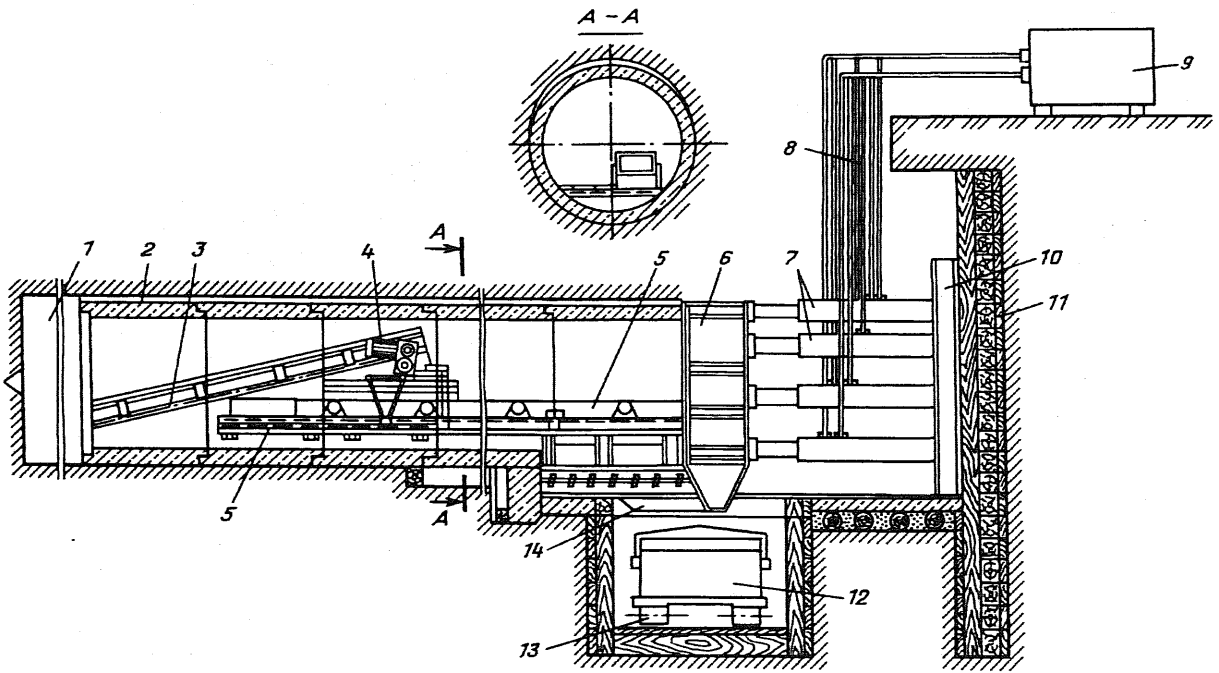


Рис. 4.16. Схема размещения технологического оборудования при использовании проходческого комплекса КЩ-2,1К:
1 — базовый механизированный щит диаметром 2,1 м; *2* — кольцо крепи; *3* — скребковый погрузчик; *4* — привод погрузчика; *5* — секционный ленточный конвейер; *6* — нажимное устройство (рама); *7* — гидродомкратная установка; *8* — гидросистема; *9* — насосная станция; *10* — инвентарная опорная плита; *11* — упорная стенка; *12* — опрокидная бадья; *13* — рольганг; *14* — грунтовая течка

Техническая характеристика комплекса КЩ-2,1К

Масса комплекса, т	42,4
Скорость проходки, м/ч	1–1,2
Проходческий щит	
Диаметр, мм	2100
Длина, мм	3087
Число щитовых гидродомкратов, шт.	12
Суммарное расчетное усилие гидродомкратов, кН	1800
Секционный конвейер	
Производительность, $м^3$/мин	0,33
Гидродомкратная установка	
Число гидродомкратов, шт.	6
Ход штоков, мм	1500
Суммарное расчетное усилие гидродомкратов, кН	1200
Установленная мощность электродвигателей, кВт	79

Комплекс КМ-35 предназначен для строительства тоннелей небольшой протяженности (30–50 м) диаметром 6 м с крепью из чугунных тюбингов, собираемых в кольцо и вдавливаемых в грунт одновременно с ножевой секцией.

Комплекс КМ-35 (рис. 4.17) состоит из ножевой секции, представляющей собой упрощенную конструкцию щита в виде ножеопорного кольца с хвостовой оболочкой, перекрывающей тюбинги на 200 мм. Внутри секции установлены две основные горизонтальные перегородки с окнами для сбрасывания грунта вниз. В передней (забойной) части секции смонтированы одна вертикальная и три вспомогательные горизонтальные перегородки. Для управления движением секции в ее опорном кольце размещены корректирующие устройства в виде поворотных элеронов, отклоняемых наружу гидродомкратами.

Другим крупным узлом комплекса является гидродомкратная установка, представляющая собой кольцевую металлоконструкцию наружным диаметром 6250 мм и длиной 3300 мм, в которой размещены домкраты. В средней ее части смонтирована ступенчатая горизонтальная перегородка с выдвижными площадками, с которых ведут монтаж крепи. Штоки гидродомкратов упираются в распределительное кольцо, через которое усилия от них передаются на крепь. Кольцо подвешено на четырех гидродомкратах.

Гидросистема установки включает насосную станцию с насосами Н-401Е и баком, сеть трубопроводов и аппаратуру управления.

Комплекс собирают из крупноблочных монтажных единиц: ножевую секцию — из двух блоков, металлоконструкцию гидродомкратной установки — из четырех.

Для погрузки грунта в забое применяют электрическую погрузочную машину ППМ-4Э, а для транспортирования — вагонетки вместимостью 1,5–2 $м^3$.

При использовании комплекса КМ-35 на коротких участках перегонных тоннелей была достигнута скорость проведения 5,5 м/сут, а средние трудозатраты проведения 1 м тоннеля составили 40,4 чел.-ч, что значительно выше обычных показателей.

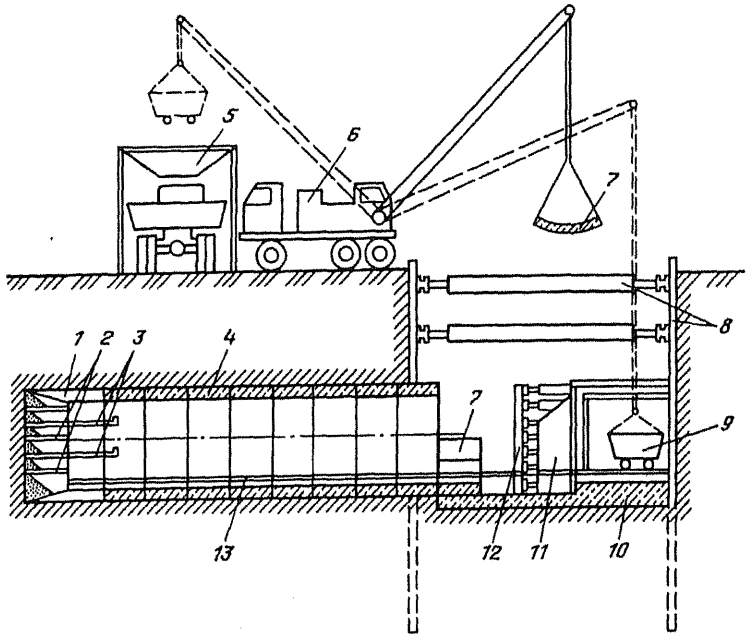


Рис. 4.17. Схема размещения технологического оборудования при использовании проходческого комплекса КМ-35:
1 — ножевая секция; *2* — вспомогательные перегородки (горизонтальные рассекающие площадки); *3* — рабочие площадки; *4* — тюбинговая тоннельная обделка; *5* — бункер; *6* — автомобильный кран; *7* — тюбинг; *8* — крепление рабочего котлована; *9* — вагонетка; *10* — железобетонное основание рабочего котлована; *11* — гидродомкратная установка; *12* — нажимное распределительное кольцо; *13* — рельсовый путь

В зарубежной практике наиболее распространенными являются продавливающие установки. Их применяют для проведения выработок как малых, так и больших поперечных размеров.

В ряде стран используют машины производства США (около 15 моделей), изготавливаемые фирмой «Американ Огерс Инк» и предназначенные для горизонтального бурения скважин (выработок) диаметром 5,08–243,84 см в разнообразных грунтовых условиях: от песков до скальных пород, включая мерзлый грунт (до −35 °С).

Каждая модель этой фирмы (рис. 4.18) имеет аналогичные принцип действия, конструктивное решение и включает в себя направляющую раму, силовой агрегат, узел толкателя, комплект шнеков, набор режущих головок и вспомогательное оборудование.

Направляющая рама сварной конструкции состоит из отдельных секций и раскреплена в поперечном направлении швеллерными балками. На боковых поверхностях рамы имеются окна для фиксирования упоров толкателя, состоящего из одного или двух гидродомкратов, штоки которых соединены с подвижной платформой, на которой установлен силовой

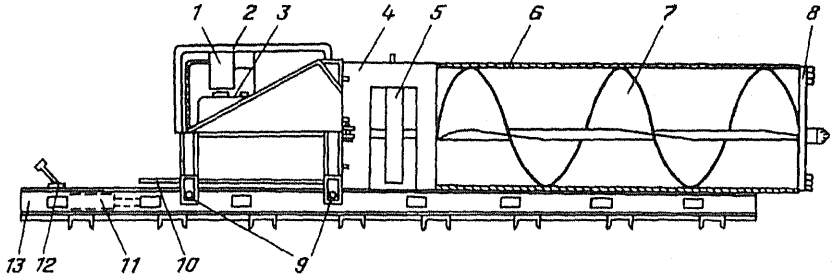


Рис. 4.18. Схема установки фирмы «Американ Огерс Инк» (США):
1 — насосная станция; *2* — защитная трубчатая рама; *3* — топливный бак; *4* — узел толкателя; *5* — механизм для разгрузки грунта; *6* — продавливаемая труба; *7* — шнек; *8* — режущая головка; *9* — прижимные ролики; *10* — площадка оператора; *11* — гидродомкрат толкателя; *12* — фиксирующее устройство; *13* — секционная направляющая рама

агрегат. Расстояние между окнами рамы равно ходу штоков гидродомкратов.

Силовыми агрегатами для крупных моделей служат дизельные двигатели «Дейц» с воздушным охлаждением, а для меньших — бензиновые двигатели «Келер» тоже с воздушным охлаждением. Самая маленькая модель имеет привод от пневматического мотора «Ингерсолл Рэнд».

На приводном валу силового агрегата с помощью быстроразъемного соединения закрепляют шнеки. Секции шнеков имеют длину 1,22, 1,83 и 3,05 м, шаг витка 30,5—61 см и диаметр 10,2—152,4 см. Передний конец шнеков оснащен режущей головкой. Для различных грунтовых условий фирма выпускает пять типов головок (AAD — для песчаных и насыпных грунтов; BHD — для глин; HTD и RQT — для глинистых и песчаных сланцев и HTR — для прочих крепких грунтов).

Каждая модель снабжена вспомогательным оборудованием, включающим комплект обсадных труб и скоб различных размеров, дополнительные секции направляющей рамы, механизм для удаления грунта, защитный кожух, ватерпас и установочные домкраты.

Фирма «Вестфалия Люнен» (Германия) выпускает установки для проведения способом продавливания горизонтальных выработок различных форм поперечного сечения с диаметром, высотой, шириной 0,8—5 м и более.

Применяемое оборудование обеспечивает проведение выработок как в устойчивых, так и в слабых, неустойчивых грунтах.

Установки включают в себя ножевую секцию (башмак), рабочий орган, транспортное устройство, основную и промежуточную гидродомкратные станции и центральный пульт управления для автоматического регулирования процессов продавливания.

Ножевая секция установки является управляемым элементом, и с помощью четырех гидродомкратов с ходом штоков 90—100 мм и нажимным усилием 220—340 кН можно изменять ее положение и обеспечивать проведение выработок на закруглениях.

Рабочий орган установки выбирают в зависимости от свойств пересекаемых грунтов, и чаще всего он бывает экскаваторного, шнекового или фрезерного типа. Его подвешивают непосредственно в ножевой секции или монтируют на самоходном шасси. В качестве средства транспортирования грунта используют аккумуляторный транспортер.

Основная гидродомкратная станция оснащена двухступенчатыми телескопическими домкратами с нажимным усилием 3000 кН. Установки комплектуют промежуточными гидродомкратами, имеющими укороченный ход штоков (300 или 600 мм). Наличие таких станций способствует увеличению протяженности проводимой выработки.

Промежуточные станции снабжены механическими устройствами, предотвращающими закручивание продавливаемых труб.

Фирма «Вайс унд Фрейтаг» (Германия) выпускает установки диаметром 1,5—4 м для проведения выработок способом продавливания в сложных гидрогеологических условиях в неустойчивых водонасыщенных грунтах (рис. 4.19).

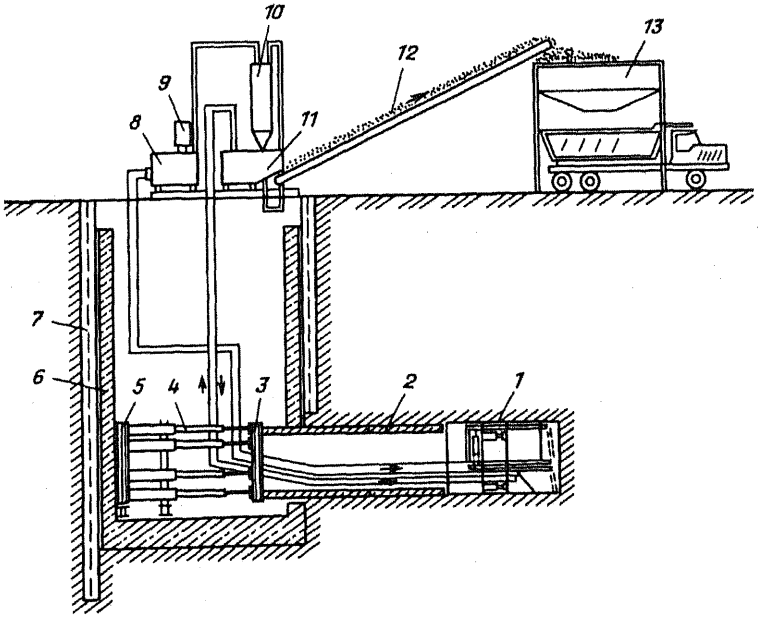


Рис. 4.19. Схема размещения технологического оборудования при использовании установки фирмы «Вайс унд Фрейтаг» (Германия):
1 — ножевая секция с пригрузочной забойной камерой и домкратами управления; *2* — кольцо тоннельной обделки; *3* — нажимное распределительное кольцо; *4* — гидродомкратная станция с двухступенчатыми телескопическими домкратами; *5* — инвентарная опорная плита; *6* — упорная стенка; *7* — крепление рабочего котлована (камеры); *8* — емкость для бентонитового раствора; *9* — глиномешалка; *10* — гидроциклон; *11* — шламоотборник; *12* — перегрузочный конвейер; *13* — бункер

Отличительной особенностью этих установок является то, что разработку забоя в них ведут под пригрузом раствора из бентонитовых глин, обеспечивающего удержание забоя и лучшее транспортирование грунта по трубам.

Фирмой «Херренкнехт» (Германия) разработан ряд механизмов и устройств для проведения выработок диаметром 1,2—3,4 м способом продавливания, основанных на модульном принципе компоновки их основных узлов.

Фирма выпускает продавливающие агрегаты трех модификаций (МН3-1,2—1,7 м, МН2-1,7—2,7 м, МН1-2,7—3,4 м), предназначенные для сооружения тоннелей кругового, прямоугольного или подковообразного сечения.

МН-модели сконструированы по принципу модульной системы или системы стандартных блоков. Каждая модель (рис. 4.20) состоит из ножевой секции (модуль 1), рабочего органа (модуль 2), транспортных средств (модуль 3) и системы силовых устройств для продавливания (модули 4 и 5). Ножевая секция имеет режущую кромку из легированной стали повышенной прочности и снабжена домкратами управления, предназначенными для корректировки трассы как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении при продавливании выработки.

В МН-моделях используют рабочий орган экскаваторного типа, причем в моделях МН1 и МН2 он смонтирован на подвижной раме, а в модели МН3 — в металлической обечайке. Кроме экскаваторного рабочего органа в модуле 2 скомпонован конвейер. Экскаваторный рабочий орган и конвейер, как правило, оснащены гидроприводом и блоком управления.

Для транспортирования разработанного грунта во всех МН-моделях предназначены вагонетки (модуль 3). При этом вместимость вагонеток в моделях МН1 и МН2 составляет 2 м^3, а в модели МН3 — 0,5 м^3. Вагонетки перемещаются по тоннелю лебедкой, установленной под конвейером в модуле 2.

Силовое устройство для продавливания (модуль 5), включающее в себя гидронасос высокого давления с системой продавливающих гидродомкратов, образует главную домкратную станцию. Для увеличения длины продавливания может быть использована промежуточная домкратная станция (модуль 4), состоящая из стальной рамы, по периферии которой расположены гидродомкраты. Как главная, так и промежуточная домкратные станции снабжены специальными кольцами и прокладками для обеспечения равномерной передачи усилий на крепь.

Управление работой главной и промежуточной домкратных станций, а также всеми механизмами продавливающего агрегата осуществляют из забоя.

Фирмой «Исэки Поли-Тех» (Япония) создано семейство рабочих органов роторного типа с бентонитовой пригрузкой забоя для продавливания железобетонных труб с внутренним диаметром 900 мм и более — «Мепсб» (в однородных грунтах) и «Крашингмоул» (в грунтах с вклю-

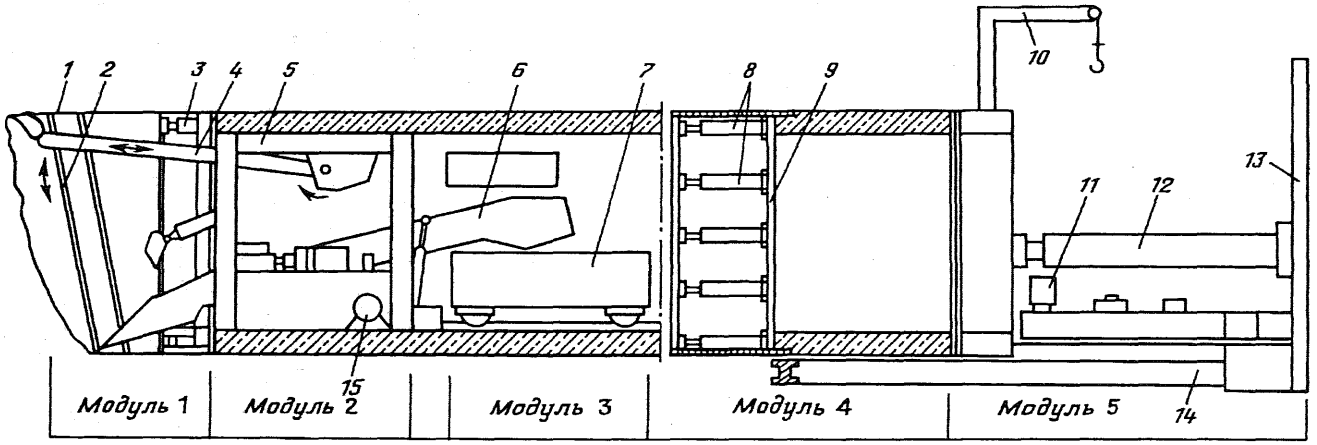


Рис. 4.20. Схема продавливающей установки фирмы «Херренкнехт» (Германия):
1 — ножевая секция; *2* — режущая кромка; *3* — домкрат управления ножевой секцией; *4* — экскаваторный рабочий орган; *5* — рама крепления рабочего органа; *6* — скребковый конвейер; *7* — вагонетка; *8* — гидродомкраты; *9* — рама промежуточной гидродомкратной станции; *10* — кран; *11* — насосная станция; *12* — продавливающий гидродомкрат; *13* — опорная плита; *14* — секционная направляющая рама; *15* — тяговая лебедка

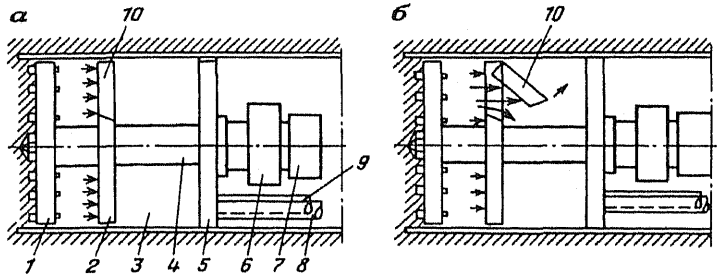


Рис. 4.21. Принципиальная схема рабочего органа установки «Телемаус» (Япония): *а* — в неподвижном состоянии; *б* — при движении вперед; *1* — режущая головка; *2* — первая герметичная перегородка со щелевым контрбалансным устройством; *3* — камера бентонитового раствора; *4* — центральный вал установки; *5* — вторая герметичная перегородка; *6* — редуктор; *7* — двигатель; *8* и *9* — питающий и отводящий трубопроводы; *10* — откидная заслонка контрбалансного устройства

чением валунов и гальки); 600—800 мм — «Телемоул» и 350—500 мм — «Телемаус» (в однородных грунтах).

С этими агрегатами может быть использована силовая автоматизированная продавливающая установка «Моулмайстерс» с двухступенчатыми телескопическими гидродомкратами. Обе ступени при одном и том же давлении в гидросистеме развивают усилие в 100 т каждая. Длина выдвижения штоков составляет 3 м при скорости от 0 до 18 см/мин. Обратный ход штоков осуществляется за 4 мин.

На рис. 4.21 приведена принципиальная схема рабочего органа установки «Телемаус». Роторный рабочий орган установки отделен от забоя двумя герметичными перегородками, образующими пригрузочную камеру для бентонитового раствора. В первой от забоя перегородке установлена откидная заслонка контрбалансного устройства, а во второй (в ее нижней части) сделаны вводы питающего и отводящего трубопроводов.

Такое конструктивное решение позволяет поддерживать постоянное давление бентонитового раствора в забое, обеспечивающее безаварийное проведение выработки.

Все установки фирмы «Исэки Поли-Тех» снабжены средствами дистанционного и телевизионного контроля за процессами продавливания.

4.6. ТЕХНОЛОГИЯ РАБОТ ПО ПРОДАВЛИВАНИЮ ТРУБОПРОВОДОВ-ФУТЛЯРОВ, ТОННЕЛЕЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Перед продавливанием трубопроводов-футляров небольших диаметров необходимо предварительно оборудовать рабочий и приемный котлованы или пристволовую камеру.

Размеры котлованов определяют в зависимости от их расположения (в застроенной части города или на свободной территории) и с учетом

грунтовых условий и габаритов машин, установок и оборудования, применяемых для продавливания.

На свободной территории котлованы отрывают, как правило, в откосах без крепления. При этом в суглинках и глинах, которые могут увлажняться в результате дождей или снеготаяния, крутизна откосов не должна превышать 1:1. Супеси, лессы и лессовидные грунты, имеющие степень влажности более 0,5, разрабатывать без крепи запрещено. Для защиты грунтовых откосов от дождевых вод с напорной стороны котлованов необходимо устраивать отводные канавы.

Допускается разработка котлованов без крепи и с вертикальными стенками в грунтах с оптимальной влажностью на глубину: до 1 м — в насыпных песчаных и гравелистых грунтах, до 1,25 м — в супесях, до 1,5 м — в суглинках и глинах, до 2 м — в особо прочных нескальных грунтах.

Оптимальная влажность грунта, %, по данным СНиП III-8—76 следующая: глин — 20—24; черноземов — 21—30; лессовых — 16—18; суглинков: тяжелых — 19—21; средних — 18—20; легких — 13—14; песчано-пылеватых — 10—14.

При глубине заложения продавливаемых трубопроводов 3 м и более даже на свободной территории разрабатывать котлованы можно только с креплением. В стесненных условиях городской застройки котлованы, как правило, разрабатывают с вертикальными стенками и обязательным их креплением.

Размеры приемных котлованов принимают с учетом обеспечения нормальной прокладки в них рабочих труб. Минимальная длина приемного котлована должна быть не менее 1,5—2 м, а ширина — 3—4 м. В каждом конкретном случае размеры рабочих и приемных котлованов устанавливают проектом.

Для крепления рабочих и приемных котлованов используют различные конструкции крепи. Простейшая из них представляет собой деревянную затяжку (забирку), изготавливаемую из досок, брусьев, отдельных (иногда решетчатых) щитов или секций. В вертикальном положении затяжку, щиты или секции удерживают стойками или прогонами, а необходимый распор в стенки создают различного типа распорками и другими элементами. Применяют также деревянные или металлические шпунтовые крепи, комбинированную распорную (анкерную, консульно-распорную) или безраспорную крепь, состоящую из забуриваемых или забиваемых вдоль стенок котлована металлических балок или труб и укладываемых за них деревянных секций, затяжки, щитов либо металлических элементов (панелей). Могут быть использованы и другие виды крепи.

Пристволовые камеры закрепляют, как правило, сборной или монолитной бетонной крепью.

При устройстве бетонных рабочих котлованов (пристволовых камер) особое внимание необходимо уделять креплению задней (упорной) стенки, воспринимающей реактивные усилия гидродомкратов продавливающей установки. Разработаны типовые конструкции упорных стенок рабочих котлованов для различных грунтовых условий. Они условно разделены на три группы — для слабых, средних и прочных грунтов.

Технологический цикл прокладки трубопроводов-футляров способом продавливания как немеханизированными, так и механизированными установками осуществляют по циклическому графику. Он состоит из ряда последовательно выполняемых заходок (фаз) и чаще всего начинается непосредственно с вдавливания трубы на заходку. Для этого в установках обоих типов применяют, как правило, два продавливающих гидродомкрата (число одновременно работающих гидродомкратов может быть и бóльшим), смонтированных на направляющей раме. При этом цилиндры гидродомкратов через опорную плиту упираются в упорную стенку рабочего котлована, а их штоки передают нажимные усилия на торец продавливаемого трубопровода-футляра. В зависимости от величины хода штоков гидродомкратов цикл продавливания стандартной трубы состоит из нескольких промежуточных фаз (рис. 4.22).

Первую фазу продавливания осуществляют через металлическую нажимную подушку-планшайбу, установленную у торца продавливаемой трубы-футляра и служащую для равномерной передачи на нее напорных усилий.

При выполнении второй и последующих промежуточных фаз продавливание трубопровода-футляра осуществляют с использованием промежуточных нажимных патрубков.

Разработку забоя при применении немеханизированных продавливающих установок осуществляют в соответствии с конкретными горно-геологическими условиями вручную или с использованием средств малой механизации (например, отбойных молотков), а при использовании механизированных установок — рабочими органами или другими устройствами, соответствующими условиям проходки.

Призабойную погрузку грунта в немеханизированных установках осуществляют также вручную, а в механизированных — погрузочными или погрузочно-транспортными устройствами различной конструкции.

Транспортируют разработанный грунт внутри продавливаемого трубопровода при использовании немеханизированных установок в вагонетках (бадьях) различного типа, в механизированных установках — соответствующими транспортными средствами.

Выдачу грунта из продавливаемого трубопровода-футляра при использовании немеханизированных установок осуществляют в тех же вагонетках (бадьях) без его перегрузки; при использовании механизированных установок — путем загрузки грунта в промежуточные транспортные средства (грунтовые лотки, бадьи) или непосредственно в погрузочно-транспортных устройствах (челноках, желонках, стаканах-керноотборниках).

Грунт из рабочего котлована поднимают в соответствующем транспортном (промежуточном транспортном, погрузочно-транспортном) устройстве, обычно автомобильным (пневмоколесным) краном или кранами СПК-1000 и СПК-2000.

В любом случае производительность подъема должна соответствовать производительности продавливающей установки (по разработке и транспортированию грунта внутри трубы).

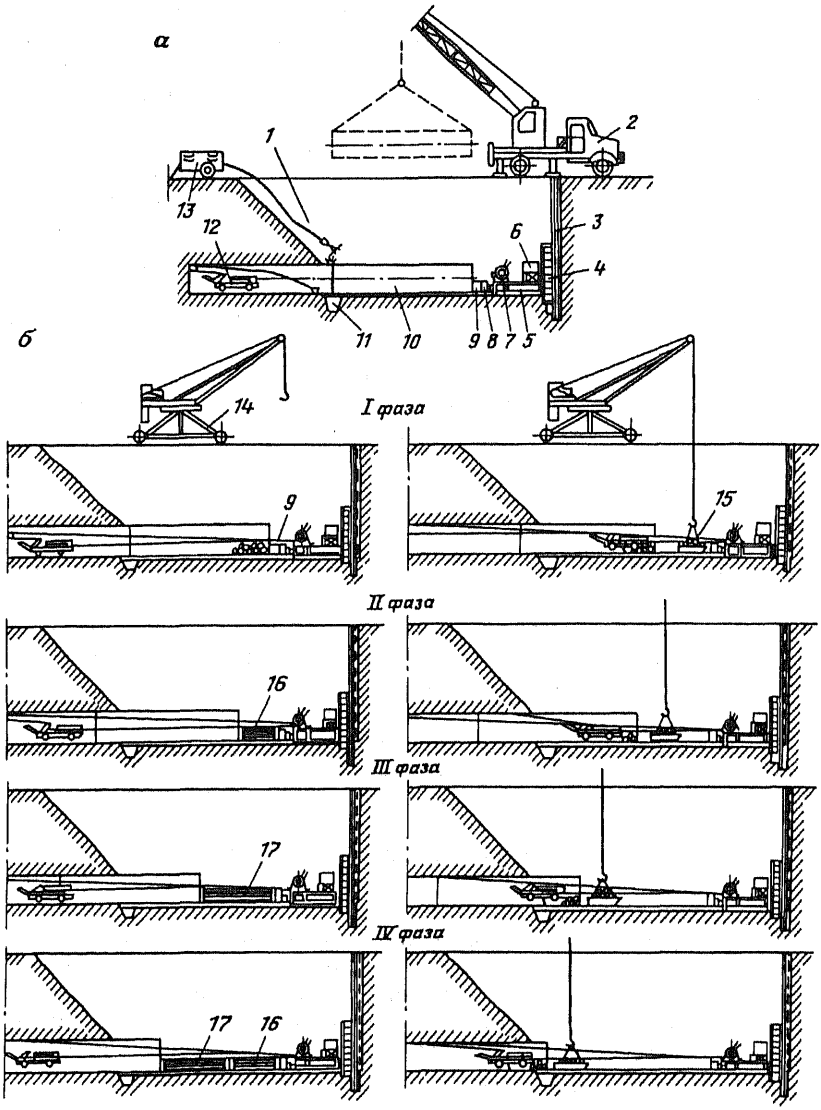


Рис. 4.22. Схема размещения технологического оборудования (*а*) и последовательность прокладки трубопровода-футляра продавливающей установкой ПУ-2 (*б*):
1 — рабочий котлован; *2* — автокран; *3* — упорная стенка; *4* — инвентарная опорная плита; *5* — направляющая рама; *6* — насосная станция; *7* — двухбарабанная лебедка; *8* — гидродомкрат; *9* — нажимная подушка (планшайба); *10* — продавливаемая труба; *11* — приямок для ведения сварочных работ; *12* — установка ПУ-2; *13* — сварочный агрегат; *14* — кран СПК-1000; *15* — емкость-лоток для выдачи грунта; *16* — первый нажимной промежуточный патрубок; *17* — второй нажимной промежуточный патрубок

Выданный из рабочего котлована грунт перегружают в передвижные или стационарные бункеры с вместимостью, достаточной для размещения грунта, разработанного за один цикл. Только в исключительных случаях грунт можно разгружать в отвал на строительной площадке. При этом необходимо организовать его своевременный вывоз.

После того как труба продавлена на полную длину, выполняют необходимые вспомогательные операции и осуществляют спуск, установку и сварку очередной трубы с ранее вдавленной.

Трубы опускают с помощью того же автомобильного или пневмоколесного крана, который используют для выдачи грунта из котлована. Установку трубы следует выполнять строго по маркшейдерским отметкам. Сварку стыка осуществляют из специально оборудованного приямка.

Продавливание выработок больших сечений. Проведение выработок больших поперечных сечений с применением способа продавливания осуществляют по различным технологическим схемам. Выбор схемы зависит от протяженности выработки, ее поперечных размеров, глубины заложения и свойств пересекаемых грунтов.

Во всех случаях горно-строительные работы начинают с выполнения операций по дооборудованию рабочего котлована (приствоповой камеры). Дооборудование включает в себя устройство проема в крепи котлована (приствоповой камеры) для ввода ножевой секции продавливающего комплекса в забой и массивной упорной стенки для восприятия реактивных усилий гидродомкратов, возникающих при проведении выработки.

Затем осуществляют монтаж установки и начинают непосредственно продавливание готовых или предварительно собранных из отдельных элементов секций крепи.

По мере продавливания под защитой ножевой секции осуществляют разработку забоя. При этом работы выполняют вручную, механизированными инструментами или специальными проходческими агрегатами. Разработанный грунт грузят в вагонетки или на конвейер и доставляют в котлован (приствоповую камеру), откуда его краном (или в клети) выдают на поверхность и разгружают в бункер или непосредственно в автосамосвалы. Затем гидродомкраты отводят в исходное положение, в котлован (приствоповую камеру) опускают очередное звено крепи, стыкуют его с ранее вдавленным и цикл работ повторяют.

При продвижении забоя усилия гидродомкратной установки непрерывно возрастают, что ограничивает протяженность участка продавливания.

Перспективным способом, позволяющим значительно увеличить протяженность продавливания, является применение промежуточных гидродомкратных станций или тороидальных пневмобаллонов из армированной резины, действующих как плоские домкраты.

Начинает получать распространение технология продавливания выработок небольшой протяженности (например, подземных переходов) крупными секциями крепи длиной 10—15 м и массой около 200—400 т. Крупногабаритные секции можно продавливать как с одной стороны, так

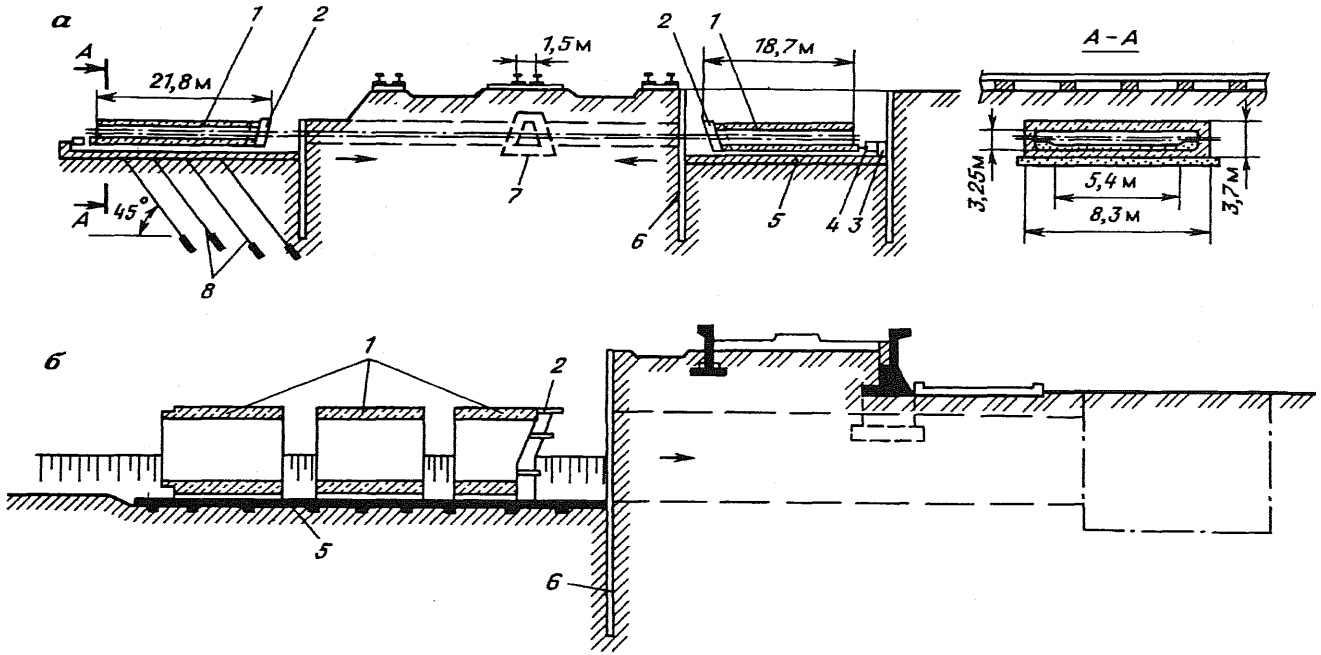


Рис. 4.23. Схема работ по продавливанию крупногабаритных секций крепи под железной (*а*) и автомобильной (*б*) дорогами:
1 — секция крепи; *2* — ножевая часть; *3* — упорная стенка; *4* — продавливающий гидродомкрат; *5* — фундаментная железобетонная плита; *6* — шпунт; *7* — участок омоноличивания; *8* — грунтовые анкеры

и встречным забоем. Такие секции, как правило, изготавливают непосредственно на месте работ в створе будущего перехода на заранее устроенном основании. Последнее выполняют в виде мощной железобетонной плиты, заанкеренной в грунт для восприятия реактивных усилий, возникающих при продавливании, и имеющей в торце упор для гидравлических домкратов. Учитывая большую массу таких секций, гидродомкраты упирают только в днище.

Продавливание крупногабаритных секций осуществляли, в частности, при строительстве двухполосного автодорожного тоннеля под станционными железнодорожными путями. Две секции прямоугольного поперечного сечения шириной 8,3 м, высотой 3,7 м и длиной 21,8 и 18,7 м имели массу около 500 т каждая (рис. 4.23, *а*). Их конструкции выполнены из монолитного железобетона с толщиной стен лотка и перекрытия 45,7 см.

Продавливание вели встречным забоем на глубине 0,9 м от уровня головки рельсов двенадцатью гидродомкратами, развивающими общее усилие 12000 кН.

Во время продавливания одной секции железнодорожное движение по двум ближайшим путям переносили на дальние пути и ограничивали скорости движения поездов. В процессе продавливания за каждую секцию нагнетали бентонитовую суспензию для уменьшения сил трения. Была достигнута высокая точность продавливания секций.

Три железобетонные секции прямоугольного поперечного сечения шириной 9,3, высотой 6,9 и длиной 9,8; 16,5 и 18 м продавили в месте устройства транспортной развязки (рис. 4.23, *б*).

Продавливание крупных секций позволяет получить высококачественную конструкцию тоннеля с минимальным числом швов и значительно сократить сроки строительства.

В последние годы разработана и нашла широкое применение весьма эффективная технология проведения выработок больших сечений, основанная на использовании экранов из труб, продавливаемых по контуру будущей выработки и выполняющих роль временной крепи, под защитой которой осуществляют все проходческие процессы.

Под защитой экрана из труб можно проводить выработки практически любых форм и размеров поперечного сечения протяженностью до 80—100 м. Увеличение длины экранов может быть достигнуто за счет проходки промежуточных стволов или котлованов для продавливания труб, а также устройства опережающей крепи из забоя выработки. Существуют различные модификации этого способа, отличающиеся материалом труб (стальные или асбоцементные), их диаметром (85—2000 мм), формой поперечного сечения (круглая, прямоугольная, трапециевидная), направлением продавливания (вдоль или поперек выработки), местом продавливания (из котлованов, пристволовых камер, непосредственно из забоя выработки), способом удаления грунта из полости труб и т.п.

При продавливании труб в устойчивых грунтах их располагают с зазорами 15—50 см, заполняемыми впоследствии цементным раствором или бетонной смесью (рис. 4.24, *а*). При продавливании труб в неус-

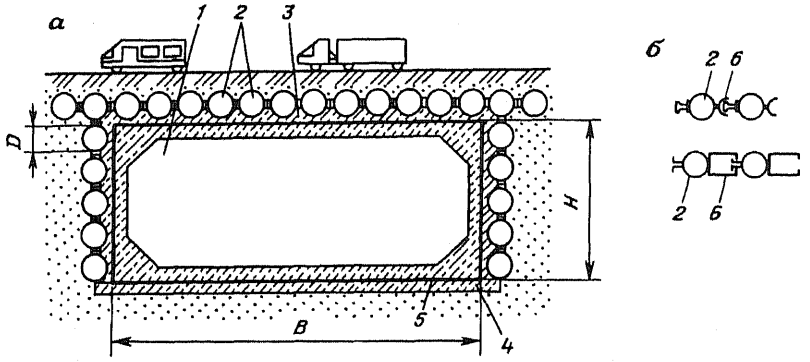


Рис. 4.24. Схема расположения труб в защитном экране вокруг выработки (*а*) и конструкции замковых соединений (*б*):
1 — сечение выработки; *2* — продавливаемые трубы; *3* — бетонное заполнение; *4* — бетонная подготовка (плита); *5* — гидроизоляция; *6* — замковые соединения; *B* и *H* — ширина и высота выработки

тойчивых грунтах их располагают вплотную, соединяя между собой при помощи замковых устройств по типу шпунта. Для этого к боковой поверхности труб приваривают уголки, швеллеры, трубы малого диаметра с продольным пазом и пр. (рис. 4.24, *б*). В этом случае повышается прочность и упрощается контроль за положением труб, так как замковые устройства служат направляющими для вновь задавливаемых труб. Кроме того, в ряде случаев отпадает необходимость заполнения зазоров между трубами цементным раствором. Иногда с целью экономии вместо стальных труб продавливают асбоцементные внутренним диаметром 1—1,2 м и длиной 4—5 м со стенками толщиной 55—60 мм. Головные звенья снабжают режущими элементами, а в хвостовой части каждой трубы устанавливают обоймы, в которые упираются гидравлические домкраты. Отдельные звенья асбоцементных труб соединяют стальными бандажами.

Для задавливания труб применяют стационарные или передвижные гидродомкратные установки, перемещающиеся по рельсам, уложенным в рабочем котловане. По мере вдавливания труб из их полости выбирают грунт, причем способ разработки и удаления грунта зависит главным образом от его свойств и диаметра труб. При задавливании труб больших диаметров (более 1 м) возможны ручные разработка и удаление грунта, однако такой способ является весьма трудоемким и малопроизводительным. В большинстве случаев грунт следует разрабатывать и удалять из труб механизированными установками типа УГБ.

В процессе продавливания положение труб следует корректировать. После продавливания или проталкивания труб в пробуренные скважины в них помещают арматурные каркасы и осуществляют бетонирование (рис. 4.25, *а*).Иногда в трубы помещают железобетонные балки, стыкуя отдельные звенья по длине сваркой закладных деталей.

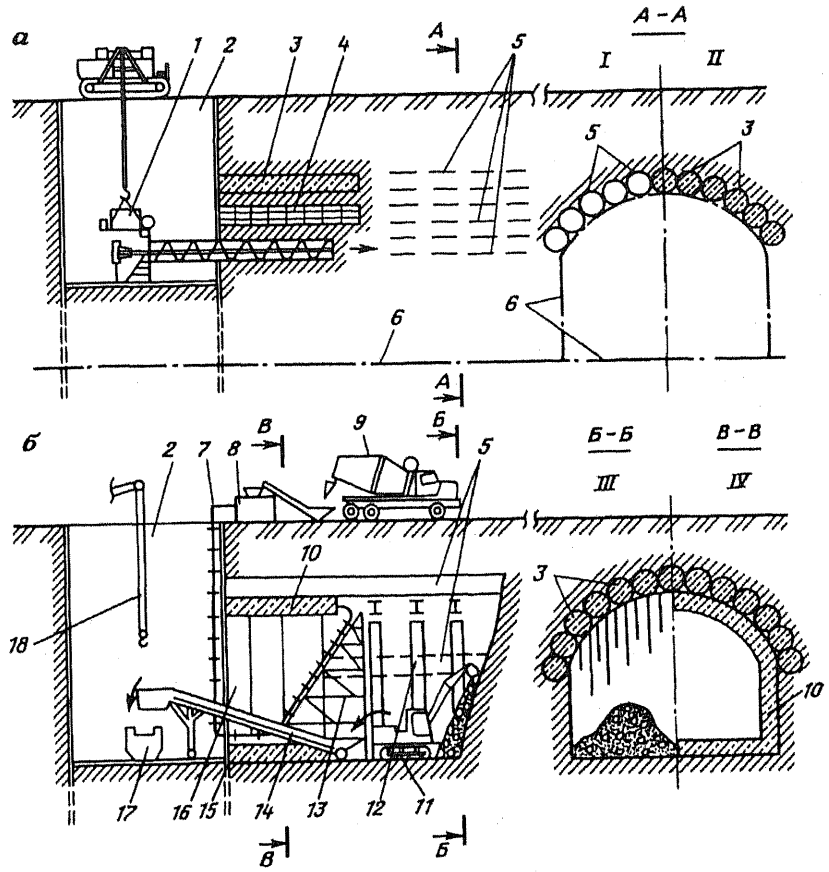


Рис. 4.25. Схема работ по проведению выработки большого сечения под защитой экрана из труб:
I–IV — последовательность раскрытия и крепления забоя; *а* — схема возведения экрана из труб; *б* — схема проведения и крепления выработки; *1* — продавливающая установка типа УГБ; *2* — рабочий котлован; *3* — трубы, заполненные железобетоном; *4* — армокаркас; *5* — продавленные трубы; *6* — контур выработки; *7* — бетоновод; *8* — бетононасос; *9* — автобетоновоз; *10* — постоянная крепь выработки; *11* — экскаватор; *12* — временная крепь; *13* — подмости; *14* — перегрузочный конвейер; *15* — крепление котлована; *16* — опалубка; *17* — контейнер для грунта; *18* — кран

Грунтовое ядро под защитой экрана из труб разрабатывают сплошным забоем или по частям заходками по 5–10 м с применением проходческих агрегатов или тоннельных экскаваторов (рис. 4.25,*б*). Для удаления грунта используют вагонетки, автосамосвалы или конвейеры. После раскрытия выработки в пределах очередной заходки экран подкрепляют металлическими подпорками, а затем возводят обделку подземного сооружения.

Для увеличения длины экранов из труб без устройства промежуточных шахт или рабочих котлованов разработана технология создания опережающих экранов непосредственно из забоя путем бурения наклонных скважин и проталкивания в них стальных труб.

Экраны устраивают секциями длиной по 10—15 м и более, перекрывая соседние участки на 1—1,5 м. Скважины бурят всплошную или на некотором расстоянии одна от другой под углом 4—6° к оси выработки установками вращательного бурения.

Выработку под прикрытием экрана из труб проводят обычным горным способом отдельными заходками, не доходя до конца экрана по крайней мере на 1 м. В процессе разработки грунтового ядра трубы подкрепляют стальными арками, а затем возводят постоянную крепь из монолитного бетона или набрызгбетона. Такая технология работ весьма эффективна при проведении выработок в зонах нарушенных и неустойчивых грунтов. При этом исключена необходимость применения сложных и дорогостоящих специальных способов проходки.

4.7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВНЫХ ПРОЦЕССОВ ПРОВЕДЕНИЯ ВЫРАБОТОК СПОСОБОМ ПРОДАВЛИВАНИЯ

Определение нажимного усилия на крепь (обделку). Сопротивление движению продавливаемой конструкции (металлической трубы, железобетонного кольца) в грунте складывается из нескольких составляющих: лобового сопротивления вдавливанию, сцепления и сил трения грунта о боковую поверхность прокладываемой конструкции, которые зависят от внешних нагрузок и способа проведения.

При применении способа продавливания для проведения выработок диаметром до 2 м, в том числе трубопроводов-футляров, нажимное усилие, кН, может быть определено по формуле

$$P = q_c l_н + [2 (1 + \xi_0) P_1 + \sigma_1] L \operatorname{tg} \varphi,$$

где q_c — удельное сопротивление вдавливанию ножа направляющего оголовка в грунт, кН/м. Значения q_c для различных условий приведены ниже.

Грунт	Глинистый	Песчаный	Прочный
q_c, кН/м, при продавливании:			
без оставления грунтовой пробки	50—70	70—100	150—200
с оставлением грунтовой пробки	240—330	370—550	570—600

$l_н$ — периметр ножа направляющего оголовка, м; ξ_0 — коэффициент бокового давления грунта, равный для песка 0,35—0,41, для суглинка 0,5—0,7, для глины — 0,7—0,74; σ_1 — вес 1 м продавливаемого железобетонного кольца крепи или металлической трубы, кН/м; L — длина продавливания, м; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент трения металлической трубы (железобетонного кольца) о грунт, равный для глин 0,4—0,5 (0,68—0,73), для песков 0,6—0,65 (0,8—0,85); P_1 — вертикальная внешняя нагрузка на 1 м длины крепи (продавливаемой трубы), кН/м.

$$P_1 = \frac{\gamma D_н^2}{3 f_к},$$

где γ — удельный вес грунта, кН/м^3; $D_н$ — наружный диаметр выработки (трубы), м; $f_к$ — коэффициент крепости грунта по шкале проф. М.М. Протодьяконова.

Для приближенного определения усилия продавливания труб в различных грунтах можно воспользоваться выражением

$$P = J \pi D_н L,$$

где J — удельное сопротивление трения грунта о поверхность, J = 20—25 кН/м^2.

Приближенные значения величины нажимного усилия P могут быть получены также из графиков изменения этих усилий для различных диаметров трубопроводов-футляров, прокладываемых соответственно в песчаных и глинистых грунтах (без оставления и с оставлением грунтовой пробки) (рис. 4.26).

Необходимое нажимное усилие для продавливания выработок больших сечений (тоннели и подземные сооружения) определяют из выражения

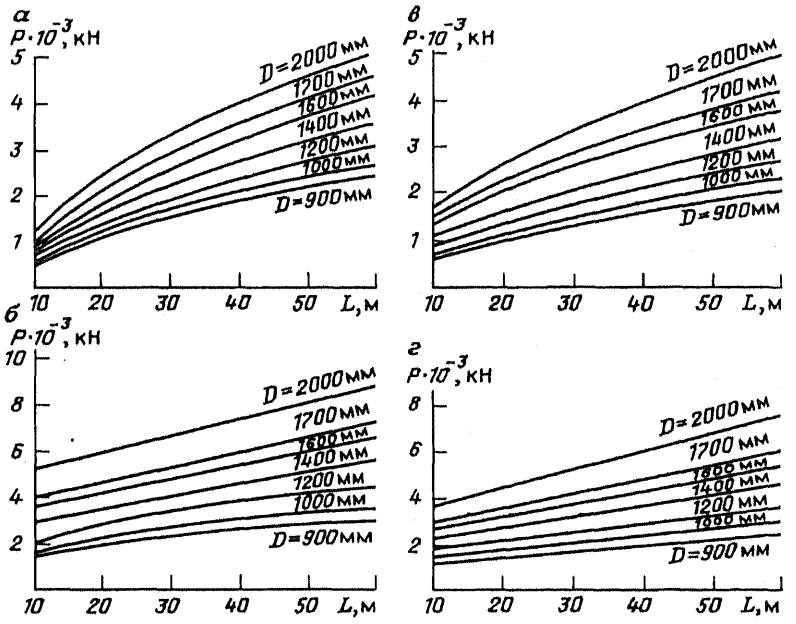


Рис. 4.26. Графики изменения нажимного усилия при продавливании трубопроводов-футляров диаметром D = 900—2000 мм в зависимости от длины продавливания L:
а и *б* — соответственно при непрерывном удалении грунта и при удалении грунта с оставлением грунтовой пробки (в песчаных грунтах); *в* и *г* — то же, в глинистых грунтах

$$P = k_н \{[2 (pB + qH) + g] L \mu + \Pi s\},$$

где $k_н$ — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2; p и q — вертикальное и боковое давление грунта, кПа; B и H — ширина и высота прямоугольной секции крепи (для секции круглого сечения диаметром D вместо B и H следует подставлять величину D), м; g — вес 1 м крепи, кН/м; L — длина продавливания, м; μ — коэффициент трения крепи о грунт; Π — периметр ножевой секции, м; s — удельное усилие вдавливания ножевой секции на 1 м длины ее периметра (определяется экспериментальным путем), кН/м.

Расчет параметров проходческого цикла. Методика расчета выполнена применительно к прокладке трубопроводов-футляров диаметром 1,2–1,6 м способом продавливания установкой ПУ-3 (для варианта с рабочим органом в виде стакана-керноотборника).

Продолжительность выполнения основных проходческих операций:

$$T_{пр} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7,$$

где T_1 — продолжительность установки очередной секции трубы-футляра в рабочем котловане, ч,

$$T_1 = (k - 1)(t_1 + t_2),$$

где k — число прокладываемых звеньев труб; t_1 — продолжительность строповки (расстроповки) и опускания трубы в котлован, равная 0,25 ч (15 мин); t_2 — продолжительность центрирования трубы, равная 0,5 ч (30 мин).

Подставляя значения t_1 и t_2 в предыдущую формулу, получим:

$$T_1 = 0{,}75 (k - 1);$$

T_2 — продолжительность сварки стыков, ч,

$$T_2 = (k - 1) \pi D_н t_{св},$$

где $D_н$ — наружный диаметр прокладываемого трубопровода-футляра, м; $t_{св}$ — продолжительность сварки 1 м стыка, равная ≈0,53 ч (32 мин). Тогда:

при работе одного сварщика

$$T_2 = 1{,}68 (k - 1) D_н;$$

при работе двух сварщиков

$$T_2 = 0{,}84 (k - 1) D_н;$$

T_3 — продолжительность продавливания, ч,

$$T_3 = L \left[\frac{\pi (D_ц^2 - d_ш^2) m}{4 \Pi_н k_у} \right] + t_в,$$

где L — длина продавливания, м; $D_ц$ — внутренний диаметр цилиндра гидродомкрата, равный 0,27 м; $d_ш$ — диаметр штока, равный 0,19 м; m — число гидродомкратов, шт.; $\Pi_н$ — производительность насосной станции, м³/ч; $k_у$ — коэффициент утечек, равный 0,8–0,9; $t_в$ — продолжитель-

ность возврата штоков гидродомкратов в исходное положение, равная 0,02 ч (1 мин).

Тогда для силовой установки с гидродомкратами ГД-170/1600 и насосом НШ-403Е

$T_3 = 0{,}05\,L$;

T_4 — продолжительность транспортирования стакана-керноотборника по продавливаемой трубе, ч,

$$T_4 = \left[\frac{l_3^2\,(k-1)}{2\,l_c} + l_3\,k\,E\left(\frac{L-(k-1)\,l_3}{l_c}\right)\right]\left(\frac{1}{V_1}+\frac{1}{V_2}\right),$$

где l_3 — длина звена трубы, м; l_c — длина стакана-керноотборника, м; V_1 и V_2 — скорости движения стакана-керноотборника к забою и обратно, м/ч; E — результат, полученный в скобках (необходимо округлить до целого числа в бо́льшую сторону).

Тогда для установки при $l_3 = 6$ м, $l_c = 1{,}5$ м, $V_1 = 0{,}7$ м/с и $V_2 = 1$ м/с получим:

$$T_4 = 4 \cdot 10^{-3}\,k\left[2\;(k-1) + E\left(\frac{L}{l_c} - 4\,(k-1)\right)\right];$$

T_5 — продолжительность обмена груженого стакана-керноотборника на порожний и установки его в продавливаемой трубе, ч,

$$T_5 = \frac{h_p}{30\,l_c}\left(\frac{H+h_p}{V_0} + 0{,}5\,t_{м.о} + t_{ст}\right),$$

где H — глубина заложения рабочего котлована, м; h_p — высота разгрузки стакана-керноотборника, м; V_0 — скорость подъема (опускания) груза, м/мин; $t_{м.о}$ — продолжительность маневровых операций (поворотов) крана, м/мин; $t_{ст}$ — продолжительность строповки и расстроповки стакана-керноотборника, мин;

T_6 — продолжительность замены промежуточных нажимных патрубков и подушек (планшайб), ч,

$T_6 = 0{,}025\,kN$,

где N — число технологически необходимых перестановок нажимных патрубков и планшайб на цикл:

$N = 22$ при $l_c = 1{,}5$ м и $l_ш = 1$ м;

$N = 12$ при $l_c = 1{,}5$ м и $l_ш = 1{,}5$ м,

где l_c — длина стакана-керноотборника, м; $l_ш$ — ход штока гидродомкрата, м;

T_7 — продолжительность перепассовки канатов установки, ч,

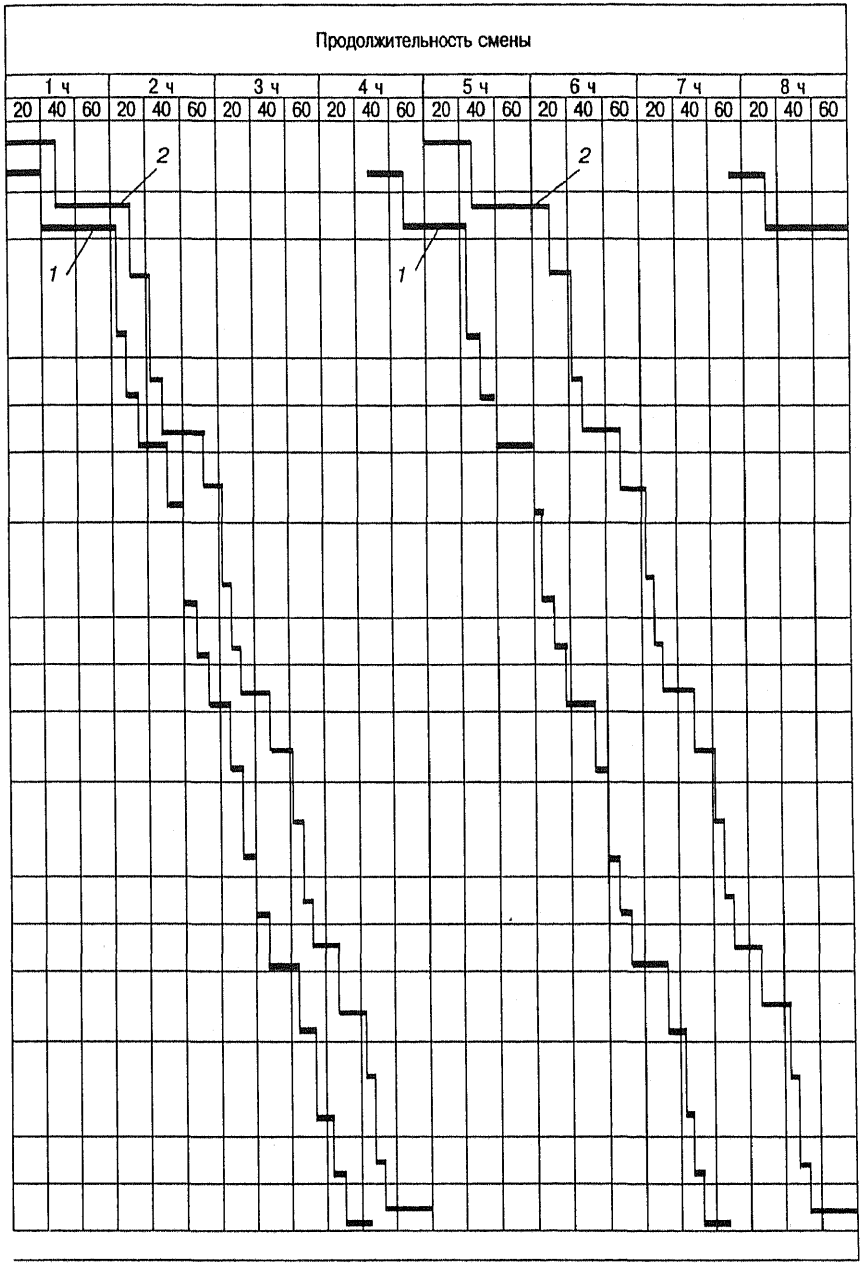
$T_7 = (k-1)t_п$,

$t_п$ — продолжительность одной перепассовки, равная 0,5 ч.

№№ п/п	Наименование работ	Объем работ на цикл	Расчетное время, мин, в течение		Число рабочих
			цикла	смены	
1	Подготовительные работы. Осмотр забоя и установки. Спуск и размещение очередной трубы (l = 6 м) на направляющей раме, число операций	1/1	25/20	50/60	3/3
2	Стыковка, центрирование трубы с ранее вдавленным ставом. Сварка стыка по его периметру, м	4,5/3,8	50/45	100/135	5*/5
3	*I фаза продавливания* Продавливание трубы на 1,5 м с одновременной разработкой грунта, аккумулированием и транспортированием его за счет нескольких возвратно-поступательных перемещений рабочего органа к торцу трубопровода и забою, м^3	2,8/2,1	6/6	12/12	3/3
4	Возврат штоков гидродомкратов установки в исходное положение	–	4/4	8/8	3/3
5	Выдача грунта из трубы в емкость-лоток, подъем, транспортирование его в отвал и параллельная частичная разработка забоя, м^3	2,8/2,1	25/20	50/40	3/3
6	*II фаза продавливания* Установка нажимных подушек и нажимного патрубка (l = 1,5 м), число подушек (число патрубков)	2(1)	5/5	10/10	3/3
7	Продавливание трубы на 1,5 м с одновременной разработкой грунта, аккумулированием и транспортированием его за счет нескольких возвратно-поступательных перемещений рабочего органа к торцу трубопровода и забою, м^3	2,8/2,1	6/6	12/12	3/3
8	Возврат штоков гидродомкратов установки в исходное положение	–	4/4	8/8	3/3
9	Выдача грунта из трубы в емкость-лоток, подъем, транспортирование его в отвал и параллельная частичная разработка забоя, м^3	2,8/2,1	25/20	50/40	3/3
10	*III фаза продавливания* Установка нажимных подушек и нажимного патрубка (l = 3 м), число подушек (число патрубков)	2(1)	5/5	10/10	3/3
11	Продавливание трубы на 1,5 м с одновременной разработкой грунта, аккумулированием и транспортированием его за счет нескольких возвратно-поступательных перемещений рабочего органа к торцу трубопровода и забою, м^3	2,8/2,1	6/6	12/12	3/3
12	Возврат штоков гидродомкратов в исходное положение	–	4/4	8/6	3/3
13	Выдача грунта из трубы в емкость-лоток, подъем, транспортирование его в отвал и параллельная частичная разработка забоя, м^3	2,8/2,1	25/20	50/40	3/3
14	*IV фаза продавливания* Установка нажимных подушек и нажимных патрубков (l = 1,5 и 3 м), число подушек (число патрубков)	2(2)	12/12	24/24	3/3
15	Продавливание трубы на 1,5 м с одновременной разработкой грунта, аккумулированием и транспортированием его за счет нескольких возвратно-поступательных перемещений рабочего органа к торцу трубопровода и забою, м^3	2,8/2,1	6/6	12/12	3/3
16	Возврат штоков гидродомкратов установки в исходное положение	–	4/4	8/8	3/3
17	Выдача грунта из трубы в емкость-лоток, подъем, транспортирование его в отвал и параллельная частичная разработка забоя, м^3	2,8/2,1	25/20	50/40	3/3

* 3 проходчика и 2 сварщика.

Рис. 4.27. График организации работ при прокладке трубопроводов-футляров диаметсо скреперно-ковшовым рабочим органом в песчано-глинистых грунтах (в числителе



ром 1220 (*1*) и 1420 мм (*2*) способом продавливания с использованием установок ПУ-2 приведены данные для трубопроводов диаметром 1420 мм, в знаменателе — 1220 мм)

В случае применения в установке ПУ-3 скреперно-ковшового рабочего органа расчет параметров проходческого цикла выполняют аналогичным образом, но вместо продолжительности продавливания и транспортирования стакана-керноотборника по трубе рассчитывают продолжительность разработки забоя и транспортирования грунта вышеназванным рабочим органом.

Расчеты параметров проходческого цикла применительно к прокладке трубопроводов-футляров диаметром 1220 и 1420 мм способом продавливания с использованием механизированных установок ПУ-2 со скреперно-ковшовым рабочим органом и большой объем хронометражных наблюдений за выполнением основных проходческих операций позволили разработать типовой график организации этих работ (рис. 4.27).

Хронометраж выполняли при продавливании трубопроводов-футляров в Москве в широком диапазоне естественно-влажных и обводненных песчано-глинистых грунтов, часто с примесями щебня и гальки. Как видно из графика, в таких условиях при работе бригады из трех человек — машиниста установки, проходчика и крановщика (сварщик в ее состав не входит) скорость продавливания трубопроводов-футляров составила 12—18 м за восьмичасовую смену.

4.8. НАПРАВЛЕННОЕ БУРЕНИЕ. СУЩНОСТЬ СПОСОБА И ЕГО РАЗВИТИЕ

Направленное бурение — способ образования скважины в грунте с запроектированными, изменяющимися в плане и профиле параметрами и непрерывным мониторингом и корректировкой траектории ее трассы в процессе бурения.

Сущность способа заключается в образовании лидерной скважины по трассе прокладываемого трубопровода-футляра с последующим обратным затягиванием расширителя для увеличения ее диаметра до проектных размеров.

Прокладываемый трубопровод или кабельный канал, чаще всего выполняемый из цельного или свариваемого полиэтилена, прикрепляют с помощью вертлюжного устройства к расширителю и протягивают в скважину в процессе его обратного хода.

Направленное бурение (сухое, с промывкой водой или буровой жидкостью и с гидроразмывом струями высокого давления) обеспечивает образование скважин диаметром от 70—90 до 800—1220 мм, с различными (заданными) углами наклона и радиусами закругления до 150—1200 м.

Широкий диапазон возможностей этого способа (различные грунтовые условия и значительная глубина применения — до 10—15 м и более) обусловил его бурное развитие, особенно в зарубежной практике. В настоящее время ежегодно осуществляют направленное бурение до 7000 км скважин для размещения в них различных подземных инженерных коммуникаций. В последние годы способ находит применение и в России.

Бурение скважин осуществляется обычно за счет вращения буровой штанги, но некоторые установки снабжены гидравлическими или пневматическими устройствами для дополнительного нажима на штангу и обратного хода расширителя при затягивании его в скважину.

При вращении буровой штанги с нажимом на буровую головку получают прямолинейную скважину, тогда как нажим без вращения приводит к ее отклонению в заданном направлении.

В качестве буровой жидкости используют воду или бентонитовый раствор, выносящий частицы разбуренного грунта в виде суспензии, которые впоследствии могут быть отфильтрованы в рециркуляционной системе. Кольматация бентонитового раствора в стенки пилотной скважины предохраняет их от обрушения при обратном затягивании расширителя.

При бурении в скальных грунтах вращение и нажим на штангу можно комбинировать с ударным воздействием на забой скважины. Некоторые установки направленного бурения не требуют для своей работы буровой жидкости и этим снимают проблемы, связанные с сепарацией бентонитового раствора, что особенно важно при устройстве скважин в условиях плотной городской застройки, где бывает сложно расположить необходимое для этих целей дополнительное оборудование.

В большинстве установок направленного (управляемого) бурения буровые головки оснащены трансмиттерами (передатчиками), встроенными в них или закрепленными на штанге поблизости от них. По мере продвижения буровой головки трансмиттер генерирует сигнал, улавливаемый приемником на поверхности земли, что позволяет проводить мониторинг направления, глубины и других параметров бурения. Контроль за работой системы осуществляют непосредственно с пульта управления буровой установки с помощью компьютера.

4.9. УСТАНОВКИ И УСТРОЙСТВА НАПРАВЛЕННОГО БУРЕНИЯ СКВАЖИН

Установки направленного (управляемого) бурения являются высокотехнологичными агрегатами, принцип действия которых вобрал в себя достоинства пневмопробойников и машин горизонтального, в том числе шнекового бурения.

Большинство установок оснащено системами локации и электронного управления основными узлами и механизмами, позволяющими осуществлять оперативный контроль за продвижением бурового инструмента по трассе скважины в процессе ее бурения.

Для размещения установок требуются лишь строительные площадки минимальных размеров без оборудования рабочих и приемных котлованов, что делает предпочтительным их использование в стесненных городских условиях.

Отмеченные возможности установок обусловили их широкое распространение, особенно в зарубежной практике. С середины 90-х гг. они находят применение и в России.

Наиболее известными фирмами, выпускающими установки направленного бурения, являются: «Американ Огерс Инк», «Страйт Лайн», «Вермеер» и «Дитч Витч» (США), «Тракто-Техник» (Германия), «Стив Вик» (Великобритания) и «Терра» (Швейцария).

Ассортимент выпускаемых установок очень широк: от компактных устройств, предназначенных для бурения коротких скважин малого диаметра, до установок, способных прокладывать трубюопроводы значительных диаметров на расстояния в несколько сотен метров. Столь же широк ассортимент систем геолокации, контроля и управления бурением, штанг, буровых головок, расширителей, емкостей для воды и различных сопуствующих устройств, приспособлений и инструментов.

В комплект большинства установок входят стационарные устройства для приготовления бентонитового раствора, включающие емкости для смешивания, сепарации и запаса воды, растворомешалку, циркуляционный и подающий насосы, фильтры, шланги, контрольные приборы и запорную арматуру. Чаще всего смесительное устройство комплектуют в едином блоке и размещают в отдельном контейнере.

По назначению установки разделяют на малые, средние и тяжелые (самоходные) на пневмоколесном или гусеничном ходу.

В конструктивном отношении все установки направленного бурения имеют схожие кинематические схемы, основные узлы и механизмы и отличаются лишь мощностью привода, а следовательно, усилиями прямого и обратного хода, габаритными размерами, массой и конструкциями буровых головок, обеспечивающих сухое бурение, бурение с промывкой или с гидроразмывом.

На рис. 4.28 представлена установка «Грундодрилл 10t» немецкой фирмы «Тракто-Техник».

Установка является единым автономным агрегатом, смонтированным на гусеничном шасси. Ее габаритные размеры: длина — 5,35 м, ширина — 1,26 м и высота (с уклоном) — 1,6–2,5 м позволяют маневрировать на узких улицах, проезжать между деревьями и двигаться в других стесненных местах со скоростью 1,1 км/ч. Кроме того, устойчивость установки (особенно при ее работе) может быть увеличена путем выдвижения гусениц на ширину колеи 160 см. Траки гусениц армированы резиной и не разрушают асфальтовое покрытие улиц.

На шасси смонтирована регулируемая направляющая рама, позволяющая задавать установке необходимые углы наклона от 12 до 24°. В ее передней части снизу шарнирно закреплена опорная рама с отверстиями для анкеров, фиксирующих установку в рабочем положении, а сверху — гидравлическое устройство сцепления — разъема буровых штанг, первая из которых пропущена через корпус устройства и в головной части оснащена буровой головкой с передатчиком.

Диаметр штанг составляет 54 мм, длина — 3,05 м, а диаметр лидирующей скважины равен 70–80 мм, с последующим расширением до 450 мм. Максимальная длина бурения (в зависимости от грунтовых условий) доходит до 355 м. Минимальный радиус загругления скважин при бурении составляет 42 м, а глубина заложения (в соответствии с воз-

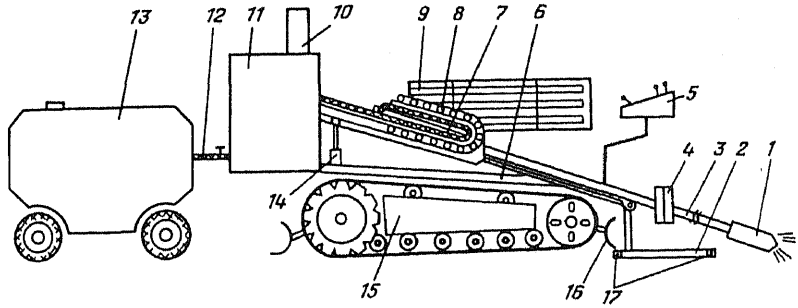


Рис. 4.28. Установка направленного (управляемого) бурения «Грундодрилл 10t» (Германия):
1 — промывочная буровая головка с передатчиком; *2* — регулируемая опорная рама; *3* — полая буровая штанга; *4* — гидравлическое устройство сцепления — разъема штанг; *5* — вращающийся пульт управления; *6* — регулируемая направляющая рама (буровой лафет); *7* — нажимной ударный механизм; *8* — гибкая подвеска кабеля; *9* — раздвижная кассета для штанг; *10* — приводной двигатель; *11* — выдвижной блок с соединительными муфтами для гидравлики и дистанционного управления; *12* — шланг с запорным вентилем; *13* — емкость для промывочной жидкости; *14* — гидродомкрат; *15* — гусеничные шасси с траками, армированными резиной; *16* — защитный козырек; *17* — отверстия для анкеров

можностями приданных систем геолокации «Диги-Трак» или «Дрилл-Трак») не должна превышать 10—15 м. В передней части размещен и вращающийся пульт управления установкой.

В задней части направляющей рамы расположен силовой блок, состоящий из двухступенчатого приводного двигателя вращения мощностью 150 л.с. и нажимного механизма, развивающего усилия прямого (обратного) хода штанг до 10 тс при максимальной скорости 0,6 м/с.

По бокам рамы с одной стороны находится выдвижной блок с набором соединительных муфт для подключения гидравлики и дистанционного управления, а с другой — раздвижная кассета с набором буровых штанг. В комплект установки входит также блок приготовления и подачи бентонитового раствора.

Для бурения скважин в скальных грунтах фирмой создана установка «Грундодрилл 12G». В ней вращение и нажим на буровую головку комбинируются с ударным воздействием на нее с помощью гидроударника, вмонтированного в нажимной механизм.

Буровые установки «Ротамоул» и «Питмоул», выпускаемые фирмой «Стив Вик» (Великобритания), не требуют для своей работы буровой жидкости, что является их несомненным преимуществом при бурении скважин в городских условиях.

Американская фирма «Вермеер» выпускает целый ряд буровых установок «Навигатор»: малые D-7×11, средние D-24a и D-24×40 и большие D-50×100 с мощностью приводов соответственно 25, 75, 100 и 140 л.с., развивающие усилия прямого (обратного) хода 3,2 (3,2); 8,1 (10,8); 8,1 (10,8) и 22,5 (22,5) тс.

Установки позволяют бурить лидирующие скважины диаметром соответственно: 70, 90, 90 и 114 мм с последующим расширением до 250, 410, 600 и 800 мм на длину 90, 360, 360 и 600 м.

Еще более широк ассортимент установок фирмы «Американ Огерс Инк». Фирма выпускает 8 моделей установок для бурения скважин с максимальным диаметром от 204 до 1220 мм протяженностью от 152 до 1220 м.

Выпуск установок направленного бурения непрерывно возрастает, и в настоящее время они занимают лидирующее положение на рынке бестраншейных технологий.

4.10. ТЕХНОЛОГИЯ НАПРАВЛЕННОГО БУРЕНИЯ СКВАЖИН

Перед началом работ необходимо наметить проектную трассу скважины и обустроить стартовую площадку для размещения на ней буровой установки и всего необходимого оборудования.

В это же время (в случае большой насыщенности подземного пространства уже имеющимися коммуникациями) выполняют работы по их шурфовке, чтобы исключить возможность повреждения в процессе бурения лидерной скважины или при ее расширении. Следует подготовить необходимый запас труб, подлежащих затягиванию в скважину, и бентонита, а также наметить источники водоснабжения.

По окончании всех подготовительных работ буровую установку выкатывают из трейлера, ориентируют вдоль оси скважины и закрепляют на месте при помощи анкеров. Наклон установки и соответственно угол вхождения буровой штанги в грунтовый массив регулируют при помощи направляющей рамы (его принимают в соответствии с проектом, обычно 12–24°).

Бригада, обслуживающая буровую установку, состоит из трех человек: оператора установки, оператора переносного геолокатора и рабочего, приготавливающего бентонитовый раствор и выполняющего другие вспомогательные операции.

В обязанности оператора геолокатора входит отслеживание по сигналам передатчика местоположения буровой головки на всем протяжении траектории скважины. Информация с геолокатора непрерывно поступает на дисплей оператора буровой установки. Оба оператора имеют портативные рации для связи между собой и могут оперативно принимать решения по управлению и корректировке движения буровой головки.

Принцип управления движением буровой головки, а следовательно, всего бурового става основан на том, что при вращении штанги с нажимом буровая головка движется прямолинейно, а при нажиме без вращения она движется в направлении имеющегося на ней скоса. Используя этот принцип, оператор установки осуществляет процесс бурения скважины в заданном направлении.

Положение буровой головки контролируют по показаниям геолокатора, который находится в руках у его оператора, а также по дисплею на

пульте управления оператора буровой установки. Оба прибора показывают глубину заложения скважины в сантиметрах, угол ее наклона в горизонтальной плоскости в градусах и угол поворота в вертикальной плоскости.

Перед началом бурения лидерной скважины проводят калибровку геолокатора и приготавливают полную емкость бентонитового раствора, запас которого следует пополнять по мере расходования.

Технологический процесс направленного бурения включает в себя два основных вида работ — образование лидерной скважины и расширение скважины до проектных размеров с одновременным или последующим затягиванием в нее става труб.

Первую штангу, оснащенную буровой головкой, забуривают в грунт под фиксированным углом наклона установки в следующей последовательности. Включают подачу бентонитового раствора и привод вращения буровой штанги. Затем подают штангу вперед на забой до тех пор, пока ее резьбовая часть не окажется в зоне действия захвата сцепления — разжима штанг, и выключают подачу бентонитового раствора.

Своевременное отключение подачи раствора играет очень важную роль в технологическом цикле бурения лидерной скважины, так как неоправданное размывание грунта перед буровой головкой приведет к ее худшей управляемости и излишнему расходу бентонита и воды.

Далее извлекают из кассеты (с помощью манипулятора) следующую буровую штангу, соединяют ее с предыдущей, вновь включают подачу бентонитового раствора и подают штангу вперед без вращения постепенно, малыми заходками, до тех пор, пока дисплей, находящийся на пульте оператора, не покажет необходимый угол наклона буровой головки.

В такой последовательности выполняют работы до выхода буровой головки в конечной точке траектории лидерной скважины (рис. 4.29, *а*).

Затем буровую головку заменяют на расширитель (ример), к которому прикрепляют вертлюг и затягиваемую в скважину плеть трубы.

В зависимости от состояния грунта применяют расширители трех типов: режущие, уплотняющие и так называемые «трай-экшн» (тройного действия), совмещающие в себе свойства режущих и уплотняющих римеров. Диаметр применяемого расширителя должен быть приблизительно в 1,5 раза больше диаметра протягиваемых труб.

После присоединения готовой плети труб с помощью вертлюга к расширителю оператор установки начинает выполнение второго вида работ (рис. 4.29, *б*), а именно: вытягивает став буровых штанг из лидирующей скважины с одновременным ее расширением и затягиванием в нее труб, для чего переключает буровую установку на обратный ход.

При этом вращающийся расширитель своими лопастями расширяет скважину, а образующийся буровой шлам выводится наружу бентонитовым раствором, поступающим через сопла римера. Кроме этого, бентонитовый раствор выполняет функции стабилизатора стенок скважины (как и при бурении лидерной скважины) и смазки, облегчающей затягивание труб.

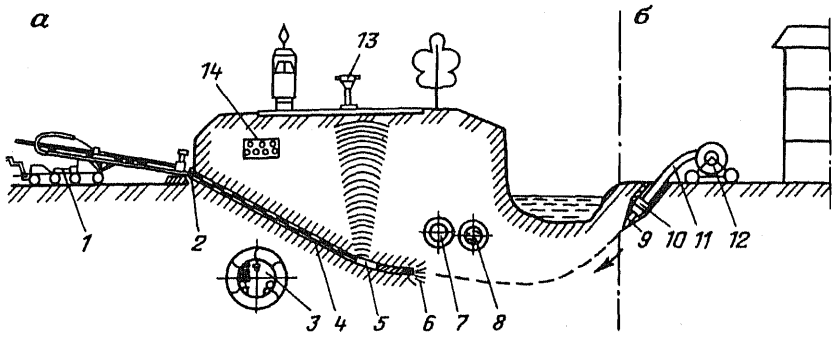


Рис. 4.29. Схема прокладки кабельного трубопровода установкой направленного бурения:
а — бурение лидерной скважины; *б* — расширение скважины с одновременным затягиванием в нее полиэтиленовой трубы; *1* — установка направленного бурения; *2* — гидравлический захват сцепления—разъема штанг; *3* — коллекторный тоннель с совмещенной прокладкой инженерных коммуникаций; *4* — став буровых штанг; *5* — передатчик (трансмиттер); *6* — управляемая буровая головка для гидроразмыва; *7* — газопровод; *8* — трубопровод сточных вод; *9* — лидирующий оголовок; *10* — расширитель (ример); *11* — полиэтиленовая труба; *12* — передвижной барабан для труб; *13* — приемник (геолокатор); *14* — кассета с кабелями

Каждую выходящую из устья лидерной скважины штангу оператор установки отсоединяет от бурового става и складывает обратно в кассету.

Выполнение указанных операций продолжают до появления из скважины расширителя с вертлюгом и присоединенной к нему трубой.

На этом работы по бурению лидерной скважины и затягиванию в нее става труб заканчивают. Приведенную схему используют при небольшой протяженности скважины и в устойчивых грунтах.

Если длина скважины достаточно велика или нет уверенности в качестве грунта и в том, что расширитель не столкнется под землей с каким-либо препятствием, работы выполняют по другой схеме — с предварительным расширением скважины.

Для выполнения предварительного расширения скважины в месте ее выхода на поверхность необходимо создать небольшой запас штанг.

После выхода буровой головки на поверхность ее снимают и устанавливают вместо нее расширитель и вертлюг, подсоединяют к последнему штангу из имеющегося запаса и включают установку на обратный ход, подсоединяя и затягивая штангу за штангой в скважину и пополняя их число за счет высвобождающихся штанг со стороны буровой установки.

Когда ример пройдет всю скважину, расширив ее до проектных размеров, в ней останется став буровых штанг.

Вышедший на поверхность ример отсоединяют от штанг, вновь переносят и привинчивают к концу бурового става, а к поставленному за ним вертлюгу закрепляют плеть труб, предназначенных для затягивания в скважину.

При применении этой схемы процесс затягивания труб выполняют значительно быстрее, чем в первом случае, так как его скорость ограничена лишь скоростью обратного движения буровой каретки установки и скоростью разъема и удаления штанг.

Эффективность рассмотренных технологий направленного бурения скважин доказана не только богатым зарубежным, но и отечественным опытом.

Так, в 1996 г. в НПП «Инжпроектстрой» (Нижний Новгород) установкой DL 2610 американской фирмы «Страйт Лайн» были выполнены работы по бестраншейной прокладке полиэтиленовых труб диаметром 225 мм, общей протяженностью 1100 м на строительстве двух линий напорной канализации в микрорайоне Сортировка. Часть трассы проходила под железнодорожным полотном, и применяемая технология позволила осуществить прокладку коммуникаций без остановки движения поездов.

Другая часть трассы проходила в насыпном грунте, в котором попадались шпалы, автомобильные покрышки, куски арматуры и железобетонные плиты. Были случаи, когда серьезные препятствия (например, железобетонные плиты) вынуждали менять направление трассы.

Тем не менее на прокладку всей трассы, состоящей из пяти соединенных между собой под разными углами участков, включая монтаж смотровых колодцев, потребовался только месяц.

На Мончегорской улице прокладка линий водопровода из полиэтиленовых труб диаметром 350 мм и протяженностью 90 м в плотных глинистых грунтах заняла всего лишь 4 ч с учетом выполнения подготовительных работ.

С 1993 г. в России начато выполнение крупнейшего телекоммуникационного проекта, рассчитанного на 12 лет. Проектом предусматривается пересечение многих водных преград кабельными трубопроводами, прокладываемыми с помощью установок направленного бурения.

В частности, под руководством «Ростелекома» с помощью специалистов фирмы «Вермеер» (США) установкой D-50×100 «Навигатор» уже проложены шесть кабельных трубопроводов под реками Ока, Москва, Клязьма и каналом им. Москвы.

Прокладки осуществляли, в основном, в песчано-глинистых грунтах с примесью гальки и гравия, местами сильно обводненных, на глубинах от 8 до 14 м. Длина скважин составляла от 170 до 380 м. В каждую скважину затягивали связку из 3–4 кабельных трубопроводов «Рэнд» (трубы из полиэтилена высокой плотности) диаметром 63 мм. Работы были завершены за 5 месяцев.

Установки направленного (управляемого) бурения применяют также в Москве, Санкт-Петербурге и ряде других городов России и СНГ.

ГЛАВА 5
СТРОИТЕЛЬСТВО ТОННЕЛЕЙ ГОРНЫМ СПОСОБОМ

5.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Тоннель (от англ. tunnel) в учебной и научно-технической литературе — горизонтальная выработка значительного поперечного сечения и, как правило, большой протяженности, имеющая непосредственный выход на поверхность в виде порталов. Тоннели имеют весьма широкое применение в самых различных отраслях экономики. Это железно- и автодорожные, гидротехнические, судоходные и другие тоннели. Размеры поперечного сечения транспортных тоннелей изменяются в пределах от 40 до 100 м^2, гидротехнических — могут достигать 200 м^2 и более. Протяженность тоннелей может составлять от нескольких сотен метров до десятков километров и более.

Исторически сложилось так, что становление теории и практики тоннелестроения проходило в ряде стран Западной Европы: Австрии, Бельгии, Швейцарии и др. И в современную инженерно-техническую литературу по тоннелестроению на русском языке перешли и укоренились термины, заимствованные из зарубежной практики. Так, подсводовая часть тоннеля называется *калоттой*, а ее разработка — *раскрытием калотты*, основной массив в пределах стен — *штроссой* и, соответственно, *раскрытием штроссы*. Небольшую выработку, используемую в качестве вспомогательной, называют штольней. Специфические названия имеют и элементы временной деревянной крепи: прогон — лангарина, затяжка — марчевана, подхват — унтерцуг и др. Это терминологическое отступление имеет целью сделать более понятным материал по горным способам строительства тоннелей.

Истоки тоннелестроения уходят в глубокую древность. В Египте, Вавилоне, Греции и Риме тоннелепроходческие работы применяли задолго до новой эры. Их вели преимущественно в устойчивых скальных породах, выработки имели сводчатое очертание без крепи. Для разрушения породы использовали примитивные орудия.

Прототипами современных способов тоннелестроения принято считать сформировавшиеся в начале прошлого века и успешно применявшиеся способы строительства тоннелей в мягких грунтах: австрийский (способ раскрытия забоя на полный профиль), бельгийский (способ опертого свода) и германский (способ опорного ядра). Эти способы принято называть горными способами. Название заимствовано из практики горного дела, где традиционно применяют способ проходки горных выработок с использованием для разработки породы механических инструментов или буровзрывных работ, различных и подчас весьма сложных конструкций временной крепи, обособленно возводимой постоянной

крепи. Горный способ принципиально отличается от так называемых механизированных способов: комбайнового и щитового.

Интенсивное развитие тоннелестроения во второй половине 19 и в 20 веке внесло существенные усовершенствования в классические способы тоннелестроения и вызвало к жизни новые, отвечающие современному уровню развития техники и технологии.

5.2. СТРОИТЕЛЬСТВО ТОННЕЛЕЙ ГОРНЫМ СПОСОБОМ В МЯГКИХ И СИЛЬНОТРЕЩИНОВАТЫХ ПОРОДАХ

СПОСОБЫ РАСКРЫТИЯ СЕЧЕНИЯ ТОННЕЛЯ

Для указанных горно-геологических условий возможно применение следующих способов: раскрытия на полный профиль по частям, опертого свода, опорного ядра, норвежского, новоавстрийского.

Первые три способа являются классическими, сформировавшимися с характерными для них чертами и параметрами, в начале прошлого века. Несмотря на ряд усовершенствований эти способы в настоящее время используют лишь для проведения коротких участков тоннелей, так как для них характерны повышенная трудоемкость и малые скорости (около 10—15 м/мес). Схематично очередность раскрытия сечения по перечисленным выше трем классическим способам показана на рис. 5.1, область применения каждого из способов приведена в табл. 5.1. Следует оговориться, что область применения каждого из перечисленных способов достаточно условна и решение о выборе конкретного варианта принимают на основе анализа горно-геологических и технических условий. Наиболее перспективными в приведенном выше перечне представляются два последних способа — норвежский и новоавстрийский.

Таблица 5.1

Способ раскрытия сечения	Высота и ширина тоннеля, м	Последовательность работ по длине тоннеля	Коэффициент прочности пород по шкале М.М. Протодьяконова
На полный профиль по частям	> 5	Длина тоннеля до 50 м. Разработку и бетонирование ведут участками по длине тоннеля не более чем на одно кольцо	При наличии бокового давления пород, когда нельзя применить метод опорного свода, $f = 2 \div 4$
Опертого свода	> 8	Длина тоннеля не более 300 м. Раскрытие сечения тоннеля по длине осуществляют с интервалами в 1—3 кольца по 5—6 м	1—4
Опорного ядра	> 8	Длина тоннеля не более 300 м. Боковые штольни (*2, 3, 4, 5*) проходят на всю длину тоннеля. Раскрытие верхней части сечения по длине тоннеля осуществляют с интервалом по 2—3 кольца по 5—6 м	2—4 (породы, неспособные воспринимать давление от свода обделки)

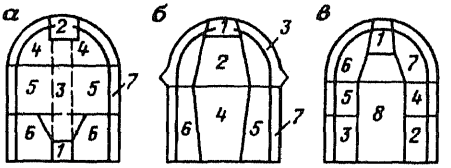


Рис. 5.1. Характерная последовательность разработки сечения тоннеля при классических способах его строительства (цифрами показаны этапы раскрытия сечения тоннеля): *а* — способ раскрытия сечения на полный профиль по частям; *б* — способ опертого свода; *в* — способ опорного ядра

СПОСОБ РАСКРЫТИЯ СЕЧЕНИЯ ТОННЕЛЯ НА ПОЛНЫЙ ПРОФИЛЬ ПО ЧАСТЯМ

Впервые этот способ был применен в 20-х гг. прошлого столетия при строительстве тоннелей в Австрии и поэтому в литературе его коротко называют также а в с т р и й с к и м.

Сущность способа состоит в разработке всего сечения тоннеля по частям в определенной, строго установленной последовательности. Работы ведут с использованием весьма сложных конструкций временной деревянной податливой крепи, с помощью которой удерживают всю разработанную поверхность свода и стен тоннеля.

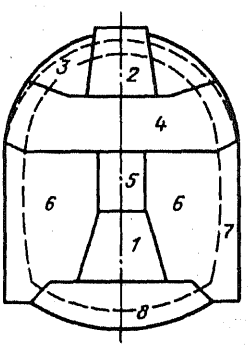


Рис. 5.2. Схема раскрытия сечения на полный профиль по частям (цифрами показана последовательность раскрытия):
1 — нижняя штольня; *2* — верхняя штольня; *3* — малая калотта; *4* — большая калотта; *5* — центральная часть сечения; *6* — штросса; *7* — обделка; *8* — обратный свод

Перед началом проходческих работ тоннель по длине разбивают на короткие участки-заходки (кольца). В пределах кольца последовательно выполняют работы по выемке грунта, возведению временной крепи и бетонированию обделки.

Последовательность работ по раскрытию сечения показана на рис. 5.2. На первом этапе проводят в пределах кольца верхнюю и нижнюю штольни, которые на его границе соединяют вертикальной выработкой — фурнелем. Затем в общем направлении работ сверху вниз поочередно раскрывают малую, затем большую калотту и разрабатывают штроссу. На всех этапах работ возводят временную деревянную крепь, которая после полного раскрытия сечения представляет собой сложную веерную конструкцию.

Такие «веера» устанавливают в кольце примерно через 1,2—1,5 м. Пространство между «веерами» закрепляют деревянными затяжками. После выемки грунта в пределах одного кольца устанавливают опалубку и возводят бетонную обделку.

Рассмотренный способ раскрытия на полный профиль имеет в настоящее время ограниченное применение. Его применяют в мягких малообводненных грунтах при строительстве коротких участков тоннелей и камер для монтажа щита или тюбингоукладчика. Однако основной принцип способа — раскрытие сечения на полный профиль по частям получил в настоящее время развитие в новой интерпретации в так называемом новоавстрийском способе, который будет рассмотрен ниже.

СПОСОБ ОПЕРТОГО СВОДА

Впервые этот способ был применен в Бельгии в 1828 г. при строительстве судоходного тоннеля в мягких малообводненных грунтах. В горно-технической литературе его коротко называют б е л ь г и й с к и м. Суть его заключается в следующем: трассу тоннеля разбивают на короткие участки (кольца), в пределах которых ведут выемку грунта и затем возводят обделку. Длину кольца в среднем принимают не более 6,5 м. Раскрытие сечения осуществляют в последовательности, приведенной на рис. 5.3. Вначале проходят направляющую штольню, затем из нее раскрывают калотту и возводят бетонный свод, который опирается пятами на породные целики (бермы), оставляемые при разработке средней части ядра. Отсюда наименование: способ опертого свода. Раскрытию забоя предшествует проведение в сечении тоннеля на длину кольца одной или двух штолен. Двухштольневый вариант соответствует наименее благоприятным горно-геологическим условиям. Нижнюю и верхнюю штольни на границе колец соединяют вертикальными или наклонными фурнелями для спуска грунта и подъема крепежного материала при разработке калотты. Раскрытие калотты сопровождается применением сложных конструкций деревянной крепи, которая удерживает всю площадь свода до возведения бетонной обделки. После набора сводом не менее 60% проектной прочности разрабатывают грунт в центральной части в шахматном порядке, удаляют бермы и подводят стены под пяты свода. Наиболее сложной является заделка контакта между стенами и сводом. Используют жесткий бетон и нагнетают за крепь песчано-цементный раствор. В последнюю очередь разрабатывают грунт в лотковой части и бетонируют обратный свод.

К достоинствам способа следует отнести возможность возведения свода практически в самом начале раскрытия забоя, что повышает надежность и безопасность работ. К недостаткам относятся повышенная трудоемкость работ, стесненность, низкие темпы сооружения тоннеля. Нельзя исключить и возможность неравномерной осадки свода. К недостаткам следует также отнести значительный расход лесоматериалов и необходимость иметь высококвалифицированный персонал. Способ применяют в коротких тоннелях с коэффициентом крепости пород $f = 1 \div 4$.

Приведенная схема способа относится к его классическому варианту, который в настоящее время модернизирован для тоннелей большого

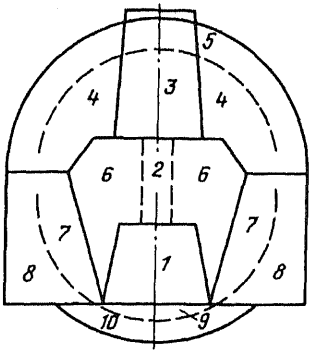


Рис. 5.3. Раскрытие сечения тоннеля способом опертого свода (цифрами показана последовательность раскрытия): *1* — нижняя направляющая штольня; *2* — фурнель; *3* — верхняя штольня; *4* — калотта; *5* — свод; *6* — центральная часть штроссы; *7* — боковые части штроссы; *8* — возведение бетонных стен; *9* — обратный свод (лоток); *10* — обделка лотка

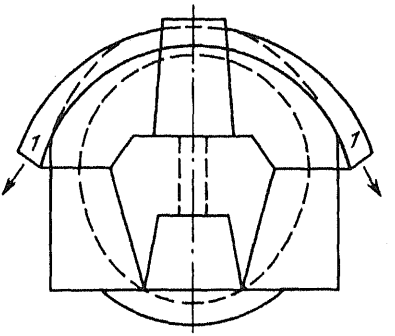


Рис. 5.4. Схема опирания свода на породный массив (свод с выносными пятами — *1*)

сечения без изменения принципиальной последовательности работ. Элементы модернизации касаются, главным образом, конструкции временной крепи. Взамен сложных деревянных конструкций применяют металлические арки, анкеры, набрызгбетон. В ряде случаев опирание свода осуществляют путем вынесения его пят за пределы контура тоннеля — так называемый свод с выносными пятами (рис. 5.4). Раскрываемые элементы сечения укрупняются. Разработку породы иногда ведут и с применением буровзрывных работ.

СПОСОБ ОПОРНОГО ЯДРА

Способ, в классическом варианте, относится к наиболее старым в тоннелестроении. Впервые он был применен в 1803 г., и его сокращенное название в литературе — германский. Как и при использовании способа опертого свода, трассу тоннеля разбивают на кольца, длина которых значительно меньше (5—6 м).

Сущность способа заключается в образовании по контуру тоннеля прорези, в которой возводят обделку стен и свода. Грунт в центральной части тоннеля вынимают после возведения обделки по всему контуру и набора бетоном необходимой прочности. В период образования контурной прорези центральное породное ядро служит опорой для распорной деревянной крепи. Последовательность раскрытия сечения приведена на рис. 5.5.

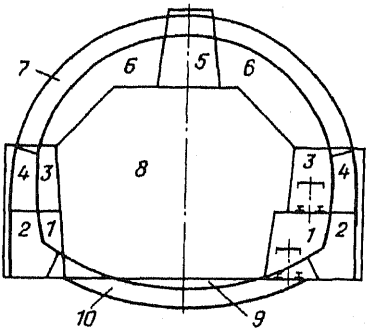


Рис. 5.5. Раскрытие сечения тоннеля способом опорного ядра (двухштольневый вариант — цифрами показана последовательность раскрытия):
1 — боковые нижние штольни; *2* — бетонная обделка стен; *3* — боковые штольни второго яруса; *4* — бетонная обделка стен второго яруса; *5* — верхняя штольня; *6* — калотта; *7* — бетонный свод; *8* — опорное ядро; *9* — лоток; *10* — обделка лотка

Разработке забоя предшествует проведение трех штолен: двух боковых у подошвы тоннеля *1* и *3* и одной в шелыге свода *5*. Штольни проходят на длину кольца или несколько дальше. Образование контурной прорези начинается от кровли боковых штолен симметрично в направлении снизу вверх до смыкания с одновременно раскрываемой калоттой. Разработку грунта сопровождают установкой деревянной распорной крепи, простой по конструкции и весьма эффективной. На заключительном этапе, после создания прорези, возводят обделку в направлении от подошвы тоннеля до замыкания в замке свода. Используют простейшие конструкции деревянной опалубки. После набора бетоном необходимой прочности приступают к разработке центрального опорного ядра. Временную крепь прорези разбирают.

Основные достоинства способа состоят в отказе от одновременной разработки больших участков сечения тоннеля, разделении его на мелкие элементы с целью уменьшения осадок, непрерывности возведения обделки стен и свода, а также в низкой стоимости разработки центрального ядра с применением высокопроизводительных механизмов при широком фронте работ.

НОРВЕЖСКИЙ ТОННЕЛЬНЫЙ СПОСОБ

Этот способ применяют в породах средней крепости, трещиноватых с глинистыми прослоями, что делает их недостаточно устойчивыми, склонными к отслаиванию и вывалам. Даже в крепких породах встречаются участки развития геологических сбросов и интенсивного трещинообразования, требующие временного крепления. Принципиальная схема норвежского способа приведена на рис. 5.6.

В основе норвежского способа лежит обычная буровзрывная технология с использованием способа сплошного или уступного забоя в сочетании с подбором особых типов и параметров временной крепи, позволяющей вести проходческие работы высокими темпами и с высоким уровнем безопасности. Такой временной крепью являются анкеры в сочетании со стальными полосами вместо металлической сетки и фибро-

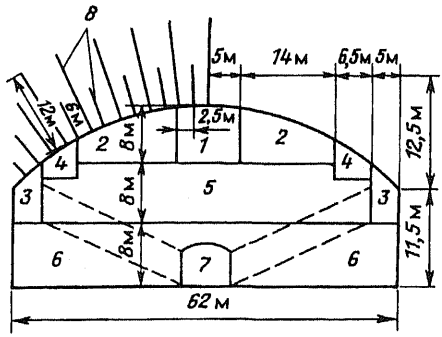


Рис. 5.6. Раскрытие сечения большепролетной камеры норвежским способом строительства тоннелей (подземный стадион в Норвегии):
1 — пилот-тоннель; *2* — каллота; *3* — тоннели для пят свода; *4* — разрезные тоннели; *5* — верхний уступ; *6* — нижний уступ; *7* — основной строительный подход; *8* — анкеры

набрызгбетон. Обычно применяют стержневые и трубчатые анкеры с расширяющимися капсулами, а также сталеполимерные анкеры, которые затем на некотором расстоянии омоноличивают.

Все работы по возведению временной крепи осуществляют в два этапа. На первом этапе крепь возводят непосредственно в забое вслед за его подвиганием. Второй этап предусматривает дополнительные работы на некотором отставании от забоя.

Применяемый сталефибробетон представляет собой обычный набрызгбетон, армированный отрезками (фибрами) тонкой стальной профилированной проволоки из высокопрочной (1100 МПа и более при разрыве) стали. Применяют патентованные фибры длиной до 44 мм серповидного сечения с зазубринами (фирма «Алива», Швейцария) в количестве 5% от объема (примерно 60 кг на 1 м^3 набрызгбетона), что позволяет на 30% увеличить прочность готового материала. Применяемые при норвежском тоннельном способе фибры ЕЕ-18 и ЕЕ-25 длиной соответственно 18 и 25 мм позволили снизить стоимость работ на 50% при значительном увеличении их производительности, безопасности и качества.

Сталефибронабрызгбетон наносят мокрым способом роботизированными установками. Отскок составляет всего 5—10%, прочность возведенной обделки — 55 МПа, иногда до 100 МПа. Для нанесения применяют поршневые бетононасосы высокой производительности (до 25 м^3/ч).

Характерной для норвежского способа является необходимость детального изучения геологических и геотехнических характеристик условий строительства. В связи с этим разработана система классификации пород и оценки качества породного массива. Эта система совместно с геологическим картированием и данными сейсмической томографии служит основой для установления оптимальной величины заходки за взрыв, параметров крепи и др.

В качестве примера применения норвежского тоннельного способа приведем опыт строительства двух подводных автодорожных тоннелей в Норвегии (Бюфьорд и Мастрафьорд).

Поперечное сечение каждого тоннеля составляет 75 м^2. Тоннель Бюфьорд залегает на большой глубине (до 223 м) от уровня моря и является одним из самых протяженных (5,8 км) и глубокорасположенных тоннелей в мире. Другой тоннель (Мастрафьорд) длиной 4,4 км расположен на глубине до 133 м от уровня моря. Тоннели проходят в филлитах с двумя развитыми системами трещин. Скорость распространения в горном массиве сейсмических волн составляет около 3 км/с, а на отдельных участках — 2—0,5 км/с (эти показатели соответствуют грунтам с коэффициентами крепости по шкале М.М. Протодьяконова от 4 до 2). В одном из тоннелей по данным сейсморазведки обнаружена зона сильно нарушенных пород протяженностью 130 м.

Работы вели буровзрывным способом. После каждого проходческого цикла кровлю и борта тоннеля, включая забой, покрывали фибронабрызгбетоном толщиной 25 см. По завершении основных деформаций тоннель крепили анкерами либо на расстоянии 10—25 м от забоя каркасами из арматуры диаметром 12 мм. Армокаркасы шириной 0,5—1 м с шагом 2—5 м прианкеровывали к породе и покрывали набрызгбетоном или бетонировали. В ослабленных зонах использовали опережающее крепление кровли тоннелей железобетонными анкерами диаметром 25 мм и длиной, вдвое превышающей длину заходки.

Тоннель Бюфьорд был построен за 20 мес, средняя скорость проведения по забою составила 140—150 м/мес; тоннель Мастрафьорд построили за 14 мес со средней скоростью проведения 150—160 м/мес.

Интересно отметить, что для Олимпийских игр 1994 г. в г. Йевике норвежским способом построена уникальная камерная выработка — подземная спортивная арена (см. рис. 5.6). Это одна из самых крупных в мире искусственных односводчатых подземных камер: ее ширина — 62 м, длина — 91 м и высота — 24 м. Общее количество разработанного грунта составило 140 тыс. м^3, уложенного набрызгбетона — 1,3 тыс. м^3, было установлено 3 тыс. анкеров различного типа. Продолжительность строительства камеры составила всего 8 мес.

НОВОАВСТРИЙСКИЙ ТОННЕЛЬНЫЙ СПОСОБ

В настоящее время этот способ строительства тоннелей является наиболее распространенным. Это обусловлено его экономичностью и низкой материалоемкостью подземных конструкций. Скорость строительства тоннелей как в устойчивых, так и в малоустойчивых породах весьма высока (от 3 до 7 м/сут), а стоимость строительства по сравнению с традиционными способами меньше на 30—40%.

Способ применяют как в благоприятных, так и в сложных горно-геологических условиях, например, в неустойчивых, подверженных пучению породах. Способ широко применяют для безосадочного проведения городских тоннелей мелкого заложения.

Принципиальное отличие новоавстрийского способа заключается в максимальном использовании несущей способности окружающего мас-

сива пород и вовлечении его в работу в качестве защитной конструкции, предохраняющей тоннель от обрушения. Для этого приконтурный слой породы закрепляют временной крепью из анкеров, набрызгбетона или податливой арочной крепью. Эта крепь превращает приконтурный слой в грузонесущую конструкцию, воспринимающую значительную часть внешней нагрузки. Остальная часть нагрузки передается на постоянную обделку, материалоемкость которой значительно ниже, чем при других способах.

Новоавстрийский способ допускает существенные перемещения контура тоннеля, обеспечивая тем самым разгрузку горного массива от напряжений. Постоянную обделку возводят в тот момент, когда исчерпана несущая способность временной крепи. Вследствие этого обделка работает на нагрузку, значительно меньшую, чем если бы ее возводили до того, как произошла разгрузка массива.

Обязательное условие применения способа — измерение в течение всего периода строительства тоннеля деформаций, перемещений и напряжений как в обделке, так и в породе. Это позволяет непрерывно контролировать состояние горного массива и возводимой временной крепи, при необходимости осуществляя поэтапное усиление последней.

Итак, коротко принципиальные положения новоавстрийского способа сводятся к следующим:

1. Основным несущим элементом является горная порода, смещения которой вокруг выработки допустимы, но ограничены заданными значениями, определяемыми грузонесущей способностью временной крепи;

2. Внешняя несущая породно-анкерная оболочка, усиленная набрызгбетоном, упрощенно говоря, представляет собой толстостенную трубу, замыкание которой необходимо обеспечить в течение короткого промежутка времени, определяемого опытным путем. Наиболее благоприятные формы поперечного сечения тоннеля — круглая, овальная или иная, но с криволинейными стенами и лотком, так как при прямоугольной форме сечения в углах происходит концентрация напряжений;

3. Важной особенностью новоавстрийского способа является требование скорейшего замыкания обделки по всему контуру тоннеля путем возведения кроме свода и стен обратного свода (лотка) тоннеля. Момент смыкания обратного свода определяют на основании результатов измерений перемещения контура и напряжений в обделке. Обычно смыкание обратного свода осуществляют не позднее, чем через 30 дней, но может возникнуть необходимость замыкания обратного свода уже через 1—2 смены. Обратный свод возводят из набрызгбетона или монолитного бетона;

4. Управление процессом стабилизации перемещений породы вокруг тоннеля осуществляют путем поэтапного усиления несущих оболочек (порода и временная крепь) за счет увеличения числа анкеров, их длины, сечения арок, нанесения нового слоя набрызгбетона, повышения коэффициента армирования при применении фибронабрызгбетона и др. Все работы по усилению проводят под непрерывным контролем перемещения контура тоннеля и напряжений в обделке.

Технология производства работ. Для ведения проходческих работ забой разбивают на несколько участков (ступеней), число которых зависит, главным образом, от устойчивости породы в забое. На рис. 5.7 приведены наиболее распространенные схемы разработки (раскрытия) сечения тоннеля. Проходческие работы ведут либо буровзрывным способом, либо комбайнами избирательного действия. Не исключена также разработка вручную с использованием механических инструментов. В разрабатываемых участках забоя возводят временную крепь из набрызгбетона, анкеров, металлических арок. Разработка всех частей сечения тоннеля растянута ступенями по длине тоннеля и забой в верхней части калотты опережает нижний на величину от 1,5—2 пролетов тоннеля до нескольких десятков метров. С уступа на уступ породу транспортируют по наклонным пандусам.

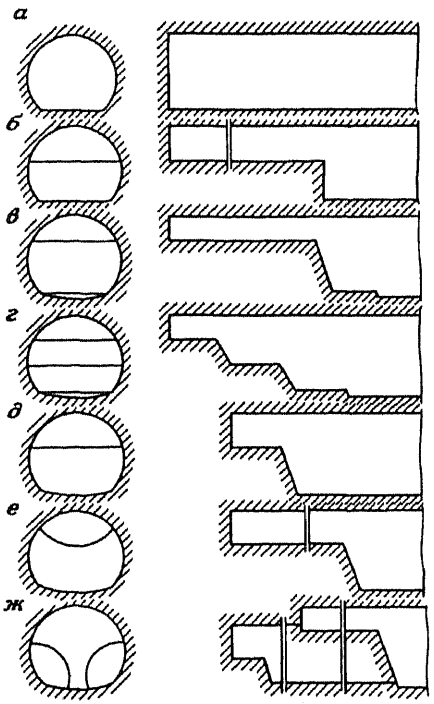


Рис. 5.7. Схемы разработки сечения тоннеля новоавстрийским способом:
сплошным забоем (*а*); длинным уступом (*б*); коротким уступом (*в*); многоступенчатым забоем (*г*); миниуступом (*д*); уступом с выполнением промежуточного обратного свода (*е*); боковыми штольнями (*ж*)

В широких тоннелях, сооружаемых в слабых грунтах, раскрытие сечения начинают с боковых штолен, затем разрабатывают калотту и в последнюю очередь ядро (рис. 5.8). Площадь сечения боковых штолен принимают равной 20—25 м^2, крепь штолен — набрызгбетон по арматурной сетке с последующей установкой анкеров. Штольни опережают разработку калоттной части тоннеля. Постоянную бетонную обделку возводят со значительным отставанием от забоя после стабилизации перемещений породного контура. Обычно это наступает через 1—3 месяца после замыкания обратного свода. Толщина такой обделки меньше толщины обделки, рассчитанной на полную нагрузку, и находится в пределах 30 см.

На рис. 5.9—5.11 показана последовательность раскрытия сечения тоннеля в связных гравелистых грунтах при строительстве станции метрополитена в Вене.

На рис. 5.9 показаны сечения двух станционных тоннелей с искусственным целиком между ними, на рис. 5.10 — этапы одновременного рас-

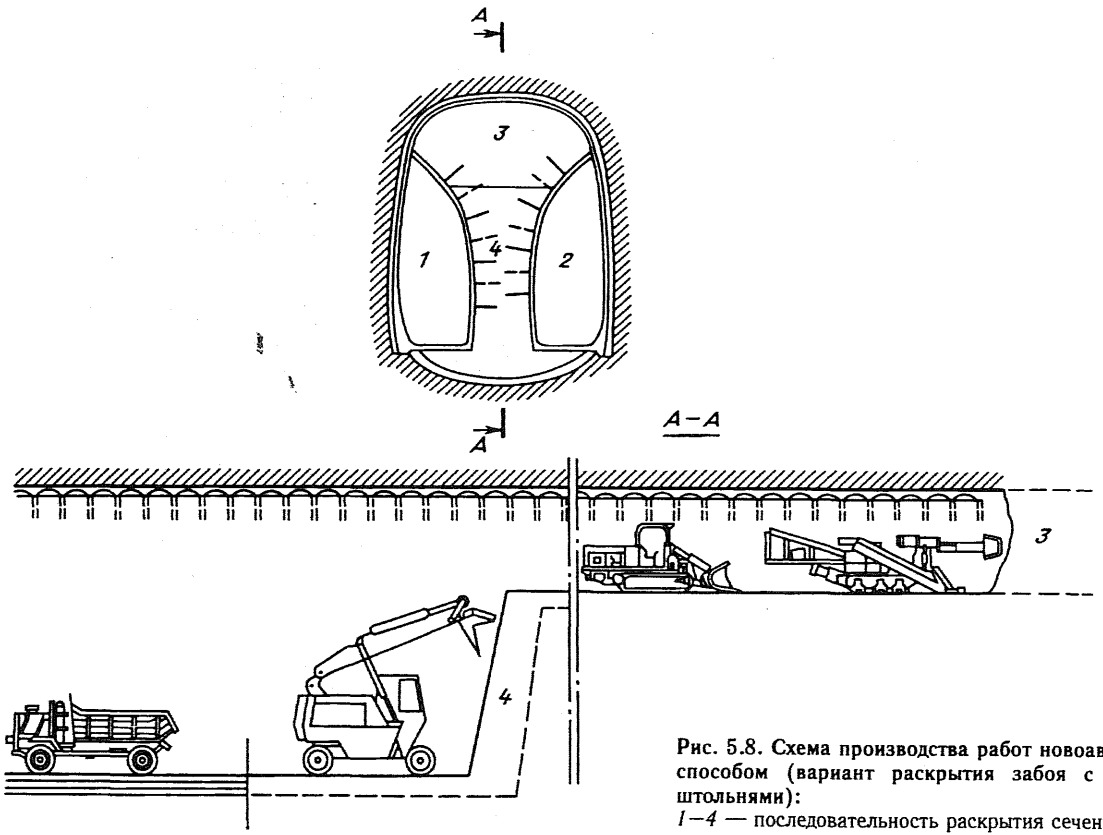


Рис. 5.8. Схема производства работ новоавстрийским способом (вариант раскрытия забоя с боковыми штольнями):
1–4 — последовательность раскрытия сечения тоннеля

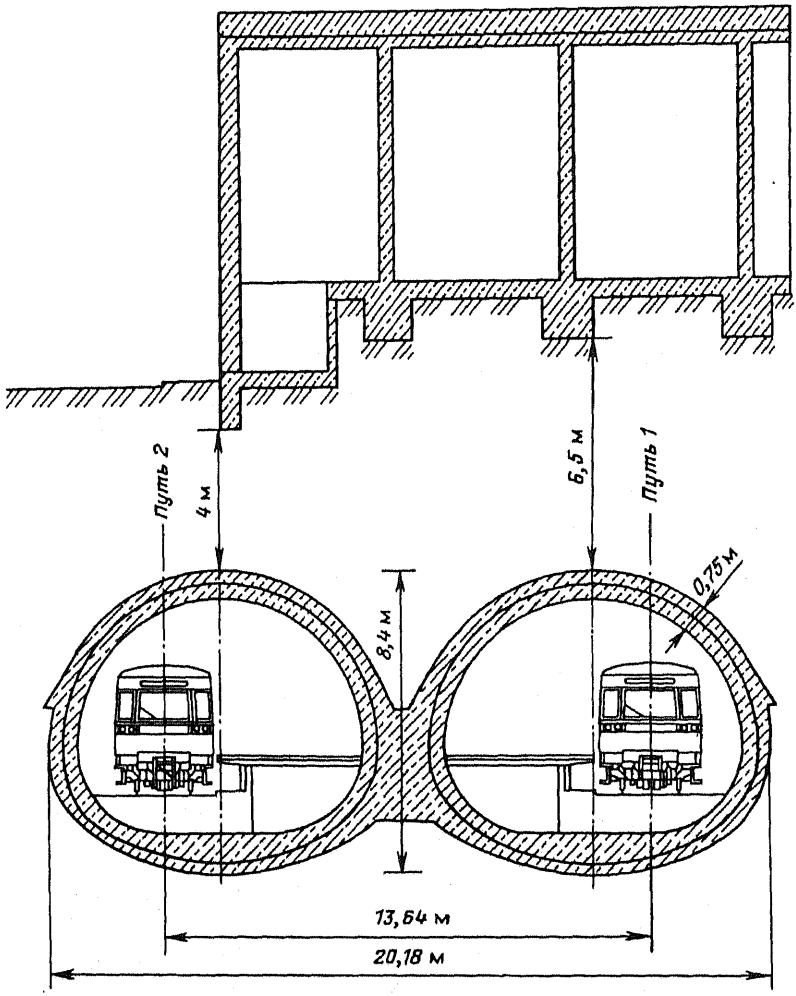


Рис. 5.9. Сечение станционных тоннелей метрополитена в Вене

крытия сечения станционных тоннелей по схеме с боковыми штольнями и применение армированного набрызгбетона в качестве временной крепи.

Система контроля. Для осуществления систематического контроля по длине тоннеля с интервалом 100—150 м устанавливают специальные замерные станции (створы). В вертикальной к оси тоннеля плоскости бурят шпуры и скважины. В них устанавливают измерительную аппаратуру и приборы для снятия показаний. На рис. 5.12 приведена схема замерной станции и расположения аппаратуры. Главная задача состоит в измерении деформаций и напряжений в процессе ведения проходческих

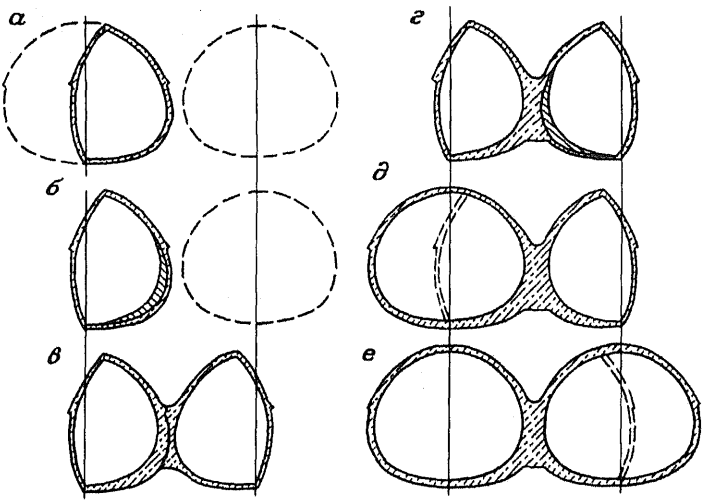


Рис. 5.10. Этапы раскрытия сечения станционных тоннелей в Вене:
а — раскрытие правой боковой штольни в левом тоннеле с возведением временной перемычки из армированного набрызгбетона; *б* — нанесение нескольких слоев набрызгбетона на правый борт штольни (первый этап образования межтоннельного целика); *в* — раскрытие левой боковой штольни правого тоннеля и возведение временной перемычки из армированного набрызгбетона: *г* — нанесение нескольких слоев набрызгбетона на левый борт штольни (второй этап образования межтоннельного целика, доведение его до проектных размеров); *д* и *е* — раскрытие на полный профиль левого и правого тоннелей

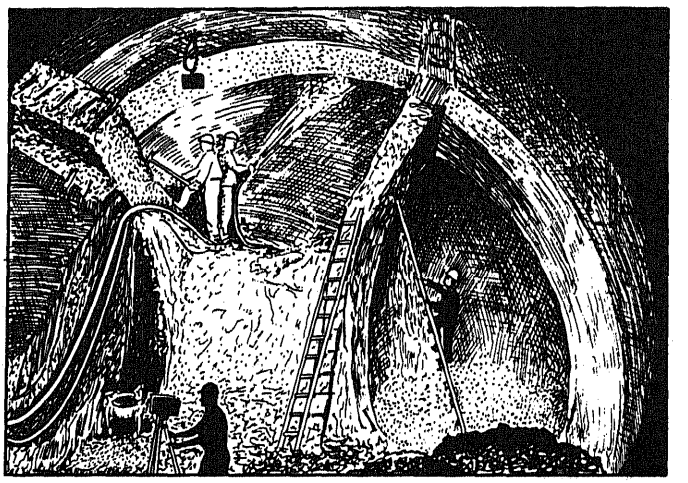


Рис. 5.11. Один из этапов работ по раскрытию сечения станционного тоннеля

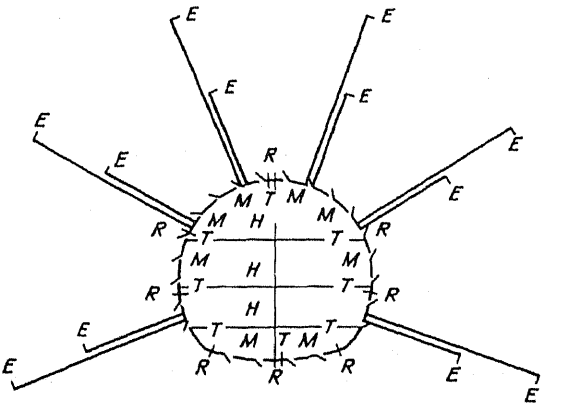


Рис. 5.12. Схема расположения измерительных приборов замерной станции в тоннеле (измерительный створ) при новоавстрийском способе:
T — тангенциальные датчики; *R* — радиальные датчики; *M* — мессдоза для измерения нагрузок; *E* — экстензометры; *H* — аппаратура для измерения конвергенции

работ. Контролируют конвергенцию контура тоннеля; сдвиги в горном массиве и напряжения на контакте массива и обделки, в анкерах и набрызгбетоне и другие параметры.

Замеры ведут в заданном режиме и полученные данные сравнивают с проектными, полученными в результате детальной геологической разведки, включающей проведение экспериментальных разведочных штолен.

Новоавстрийский способ наиболее целесообразен в специфических горно-геологических условиях: глины, песчаные и глинистые сланцы, пластичные мергели и др. Породы должны обладать свойствами затухающей ползучести. Необходимо исключить односторонние нагрузки на обделку, способные вызвать излом тонкого набрызгбетонного покрытия. Обводненность пород должна быть минимальной. Однако способ успешно применяют и в скальных, нарушенных и трещиноватых породах при использовании буровзрывных работ.

В качестве типичного примера использования новоавстрийского способа с применением БВР приведем опыт строительства железнодорожного тоннеля Айнмальберг (Германия).

Двухпутный тоннель Айнмальберг имеет длину 1127 м и площадь поперечного сечения от 105 до 117 м^2 (в зависимости от характеристик породы). Трасса тоннеля расположена в пестром песчанике с горизонтальной слоистостью. Слои толщиной от нескольких сантиметров до 2 м пересекают многочисленные крутопадающие трещины. Слои плотной глины, включенные между пластами пестрого песчаника, имеют мощность от нескольких сантиметров до 1 м. В ряде случаев горизонтальное залегание песчаника приводило к неожиданному отслоению породы в кровле. Приток воды в тоннеле не превышал 1 л/с.

Вначале разрабатывали верхнюю часть сечения тоннеля площадью 50 м^2, затем с отставанием на 80—120 м вели разработку уступа с поочередным устройством одностороннего въезда в верхнюю часть сечения, далее на расстоянии 80 м осуществляли раскрытие обратного свода с

последующим его бетонированием. Замыкали кольцо бетонной обделки на расстоянии примерно 200 м от забоя.

Для бурения шпуров применяли две самоходные буровые установки на гусеничном ходу фирмы «Тамрок». Установки, оборудованные гидравлическими бурильными машинами на двух удлиненных податчиках, использовали и для анкерного крепления. Породу убирали тремя колесными погрузчиками CAT-966 и складировали примерно в 220 м от забоя, затем ее перегружали на автосамосвалы и отвозили к порталу. Для нанесения набрызгбетона применяли полуавтоматические установки «Менадиер GM-90».

Размеры и конструкцию крепи определяли в зависимости от категории пород. Применяли покрытие из набрызгбетона толщиной 10—30 см в сочетании с металлической сеткой в несколько слоев, железобетонные или полимерные анкеры длиной 2—6 м, а на отдельных участках — арочную крепь из прокатного металла. Обделка из бетона имела толщину 30 см.

Средняя скорость проведения тоннеля одним забоем составила 140 м/мес.

5.3. ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ ГОРНЫМ СПОСОБОМ В ПОРОДАХ КРЕПКИХ И СРЕДНЕЙ КРЕПОСТИ

ПРИМЕНЯЕМЫЕ СПОСОБЫ И ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

В последние годы в тоннелестроении сформировалась тенденция к сокращению большого многообразия способов строительства, их унификации. Отобраны наиболее эффективные способы, отвечающие последним достижениям геомеханики, в которых используются прогрессивные конструкции обделки и средства механизации работ. Отличительными чертами этих способов являются переход на раскрытие сечения крупными элементами и максимально возможное использование несущих свойств породного массива.

В крепких и средней крепости породах применяют буровзрывные работы, реже механизированные способы разработки с использованием комбайновых агрегатов и тоннелепроходческих комплексов.

Выделим четыре способа строительства тоннелей, ориентированных на применение буровзрывных работ. Это способы: сплошного забоя; уступного забоя; ступенчатого забоя; передовой штольни (пилот-тоннеля).

Применение того или иного способа зависит прежде всего от горно-геологических и технических условий строительства. Технологические схемы обусловлены размерами поперечного сечения и протяженностью тоннеля.

СПОСОБ СПЛОШНОГО ЗАБОЯ

Этот способ применяют в устойчивых породах с коэффициентом крепости $f > 4$ в тоннелях, имеющих высоту до 10—12 м и ширину до 8—10 м, с площадью поперечного сечения до 110—130 м^2. Приведенные ограничения связаны с максимальными габаритами бурового и вспомогательного оборудования, а также определенным производственным риском раскрытия в один прием незакрепленного пролета тоннеля значительной протяженности. Упрощенно говоря, проведение тоннеля способом сплошного забоя аналогично проведению горизонтальной горной выработки в однородной крепкой породе с помощью буровзрывных работ. Специфика проведения тоннеля заключается прежде всего в значительной сложности производства буровзрывных работ в забоях больших размеров и габаритах и номенклатуре применяемого оборудования. На рис. 5.13 приведена принципиальная схема строительства тоннеля способом сплошного забоя.

Способ сплошного забоя имеет весьма широкую область применения. Разработан ряд модификаций этого способа с учетом состояния окружающих пород. Расширение области его использования во многом было связано с накоплением опыта применения облегченных видов временной крепи (анкерных, набрызгбетонных и др.), совершенствованием метода контурного взрывания и др.

Основными достоинствами способа являются:

- возможность применения комплексной механизации с использованием мощного высокопроизводительного оборудования, обеспечивающего высокие темпы проходческих работ;
- четкая организация работ при осуществлении проходческого цикла, отсутствие совмещения процессов во времени, затрудняющего их проведение;
- сравнительно малое нарушение окружающего горного массива, поскольку взрывание зарядов осуществляют лишь один раз на заходку (при использовании других способов неоднократное взрывание зарядов по мере раскрытия сечения приводит к многочисленным изменениям напряженно-деформированного состояния массива и его ослаблению).

Вместе с тем, способ сплошного забоя имеет недостатки, основными из которых являются:

- сложность крепления при ухудшении инженерно-геологических условий по трассе тоннеля, затруднения при вынужденном переходе на разработку сечения по частям;
- сложность и повышенная трудоемкость проведения буровзрывных работ и крепления при высоте тоннеля более 7—8 м;
- применение весьма дорогого крупногабаритного оборудования.

При этом способе проходческие процессы в забое осуществляют последовательно: бурение шпуров, заряжание и взрывание, проветривание, погрузка и транспортирование породы, возведение временной крепи. Возведение обделки, как правило, массивных монолитных конструкций

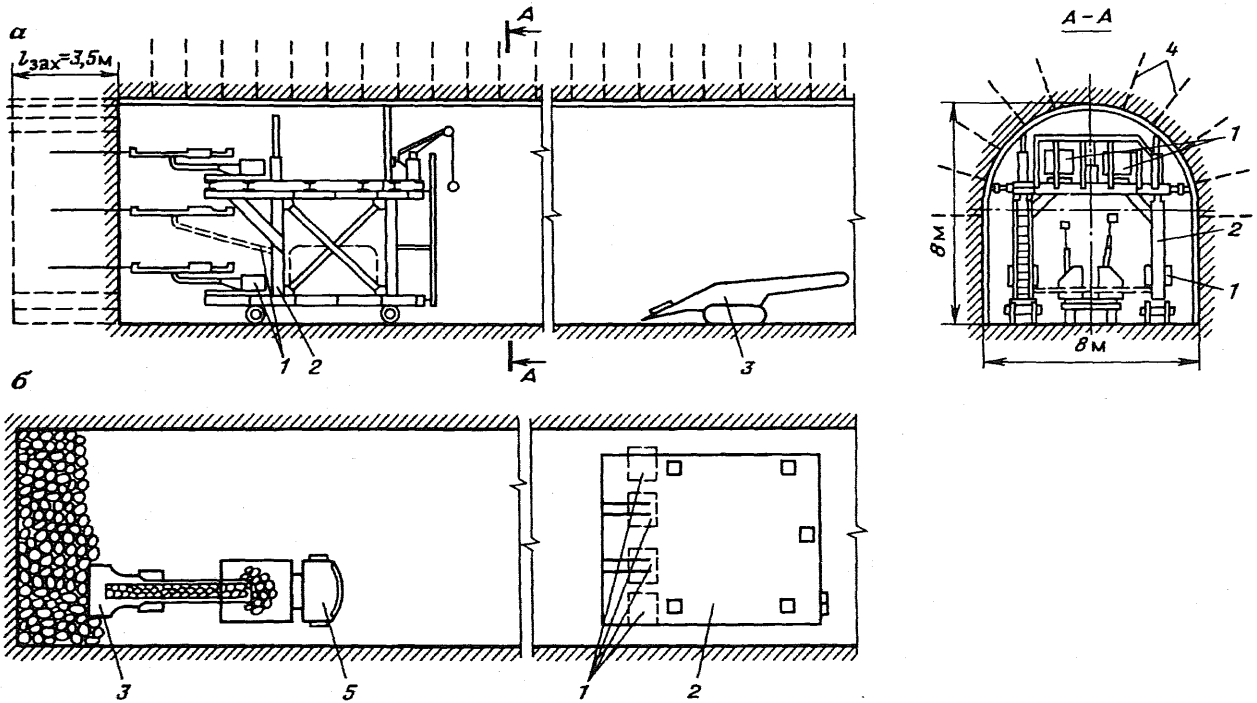


Рис. 5.13. Схема строительства тоннеля сечением 60–90 м^2 способом сплошного забоя:
а — фаза обуривания забоя; *б* — фаза погрузки породы; *1* — бурильные установки; *2* — буровая рама; *3* — погрузочная машина; *4* — анкеры; *5* — самосвал; $l_{зах}$ — длина заходки

ведут со значительным отставанием (100—200 м) от забоя в коротких тоннелях — после окончания проходки. Для способа характерны применение мощного высокопроизводительного оборудования, четкая организация работ по графику цикличности, высокие технико-экономические показатели.

Остановимся подробнее на схеме производства работ. На рис. 5.13 представлен один из вариантов способа сплошного забоя. Основные требования к производству буровзрывных работ в тоннелях аналогичны таковым в горных выработках ограниченного сечения. Расчеты параметров буровзрывных работ в тоннелях, проходимых способом сплошного забоя, и в обычных горных выработках имеют много общего. Однако существует и определенная специфика, обусловленная значительной площадью забоя, бóльшим числом шпуров и их большей глубиной, достигающей 4—5, а иногда и 6 м. Остановимся на некоторых основных особенностях.

Число шпуров, их расположение в забое. Как и в горизонтальных горных выработках, шпуры в тоннелях подразделяют на врубовые, вспомогательные и оконтуривающие. Однако число шпуров в связи с большой площадью забоя возрастает в несколько раз, особенно вспомогательных и контурных. Возрастает и число серий взрывания, достигая 7—8. На рис. 5.14 показаны характерные схемы расположения шпуров при строительстве тоннелей различных сечений в песчаниках и известняках.

Римскими цифрами указана очередность взрывания серий шпуров.

Особо следует остановиться на типе врубов в тоннеле. Как и в горизонтальных горных выработках, они могут быть *клиновыми* и *призматическими (разрушающими)*. Врубы располагают, как правило, ниже геометрического центра забоя, чтобы уменьшить действие сейсмического эффекта от взрыва мощных врубовых зарядов на кровлю тоннеля. На место расположения вруба может оказывать влияние и трещиноватость породы, а также такой технологический фактор, как расположение ярусов на применяемой буровой раме.

Опираясь на обширный опыт проведения тоннелей сплошным забоем с помощью БВР, можно утверждать, что наиболее рациональным является клиновой вруб в варианте *многоступенчатого клинового* (см. рис. 5.14,*в*) или *веерного*. Первый целесообразен в трудновзрываемых крепких породах, второй — в легковзрываемых породах средней крепости. К достоинству врубов с наклонными шпурами следует отнести их универсальность, т.е. применимость в разных горно-геологических условиях, высокий коэффициент использования шпуров (КИШ), достигающий 0,85—0,95 независимо от их глубины, несколько пониженные требования к точности бурения по сравнению с прямыми врубами. Расстояние между рядами врубовых шпуров по вертикали должно составлять не более 0,8 $W_р$, где $W_р$ — расчетная линия наименьшего сопротивления шпуров. Угол наклона врубовых шпуров к плоскости забоя составляет 55—65°.

Вместе с тем, наиболее существенным недостатком клиновых врубов является то, что даже при КИШ, равном 0,9, около 15% длины шпуров не может быть использовано из-за их наклона к плоскости забоя. Кроме того, отсутствие на бурильных установках приспособлений, позволяющих устанавливать требуемые углы наклона бурильных машин и буровых штанг, приводит к неточному бурению и снижению КИШ.

Все это обусловило заметное расширение применения в тоннелестроении призматических (разрушающих) врубов, достаточно хорошо зарекомендовавших себя при проведении горизонтальных горных выработок. По сравнению с клиновыми (наклонными) врубами, разрушающие врубы располагаются перпендикулярно забою, их сравнительно легко выбуривают всеми видами бурового оборудования. Они существенно снижают сейсмическое и ударное воздействия на окружающий скальный массив. Процесс бурения разрушающих врубов легко поддается автоматизации.

В числе недостатков призматических (разрушающих) врубов следует прежде всего упомянуть повышенное требование к точности бурения шпуров. Даже незначительное отклонение врубовых шпуров от проектного направления и другие неточности резко снижают эффект взрыва и величину КИШ. Это требование трудно соблюсти при глубине шпуров более 4 м по причине изгиба штанги при бурении.

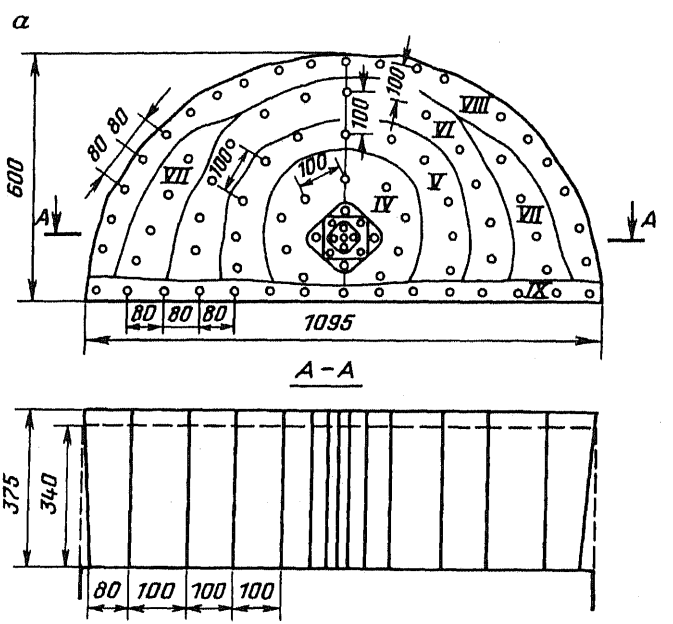
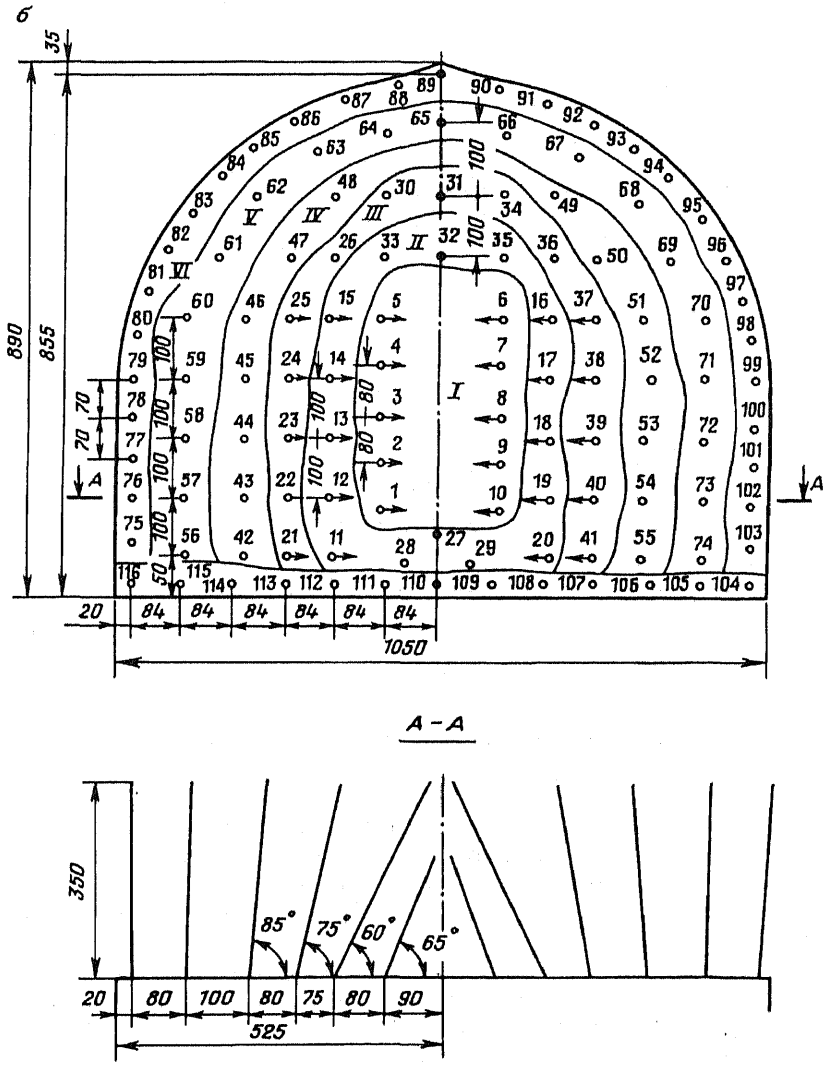


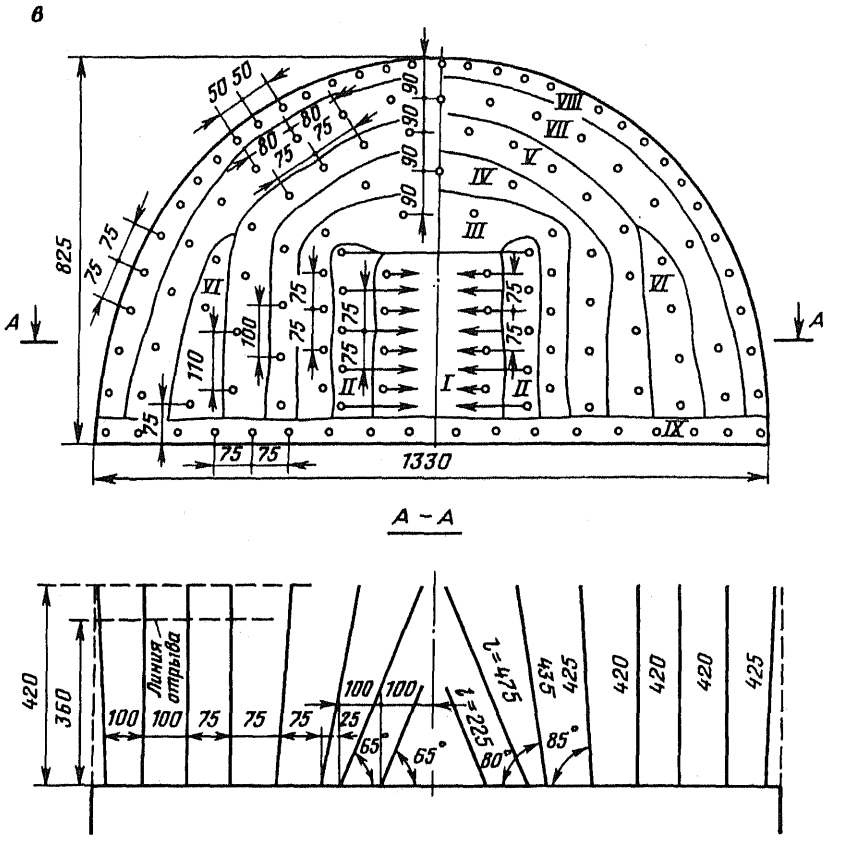
Рис. 5.14. Варианты схем расположения шпуров в забоях сечением 54 м² (*а*), 78 м² размеры даны в см

Характерные типы призматических врубов приведены на рис. 5.15. Особо выделим двойной спиральный вруб (рис. 5.16) — один из наиболее эффективных.

На рис. 5.16 цифрами показана очередность взрывания зарядов при диаметре центральной скважины 100 мм. Рекомендуемые расстояния: a = 130 мм, b = 160 мм, c = 195 мм, d = 325 мм.



(б) и 87 м² (в) при проведении тоннелей в песчаниках (а и в) и в известняках (б) —



Продолжение рис. 5.14

Расход ВВ на 1 м шпура ориентировочно составляет:

Q_{1-6} = 0,4 кг и Q_{7-12} = 0,85 кг.

Применение призматических врубов может быть рекомендовано для тоннелей пролетом до 8 м в породах однородных крепких трещиноватых преимущественно при глубине шпуров до 4 м.

Характерные компоненты паспорта БВР для тоннелей приведены на рис. 5.17.

Кроме того, паспорт буровзрывных работ должен включать характеристику забоя (площадь поперечного сечения, м^2, и коэффициент крепости пород по шкале М.М. Протодьяконова) и параметры БВР:

- подвигание забоя за одно взрывание, м;
- среднюю глубину бурения, м;
- число шпуров в забое;

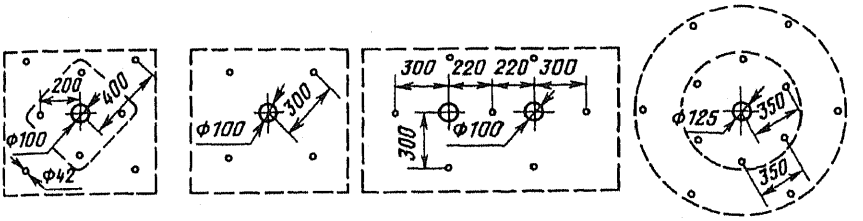


Рис. 5.15. Характерные типы разрушающих (параллельных) врубов (размеры даны в см)

- тип ВВ;
- расход ВВ на 1 заходку, кг;
- тип электродетонаторов;
- коэффициент использования шпуров;
- объем взорванной породы, м^2;
- расход шпурометров на заходку;
- удельный расход бурения, м/м^3;
- удельный расход ВВ, кг/м^3;
- продолжительность проветривания забоя, мин.

Для характеристики шпуров каждой группы заполняют табл. 5.2.

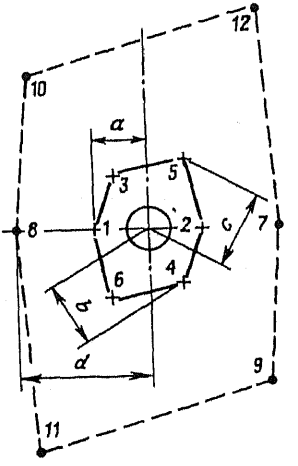


Рис. 5.16. Схема двойного спирального вруба

Механизация бурения шпуров. Выбор варианта механизации бурения шпуров зависит в основном от размеров сечения тоннеля. При сечении тоннеля 30—50 м^2 применяют самоходные буровые установки СБУ-2к, СБУ-2м, при сечении — 50—60 м^2 возможны альтернативные варианты: установки УБШ-532Д, УБШ-662. Последние имеют высоту обуривания до 12 м. Целесообразно также применение буровой рамы, оснащенной 5—7 бурильными машинами. Для сечений в интервале от 65 до 110 м^2 наиболее рационально применение только буровой рамы. Конструктивно буровые рамы охватывают всю площадь

Таблица 5.2

№№ п/п	Шпуры	Угол наклона, градус	Масса заряда в шпуре, кг	Длина забойки, м	Очередность взрывания	Число шпуров в серии	Масса заряда в серии, кг
1	Врубовые						
2	Вспомогательные						
3	Отбойные						
4	Контурные						
5	Почвенные						

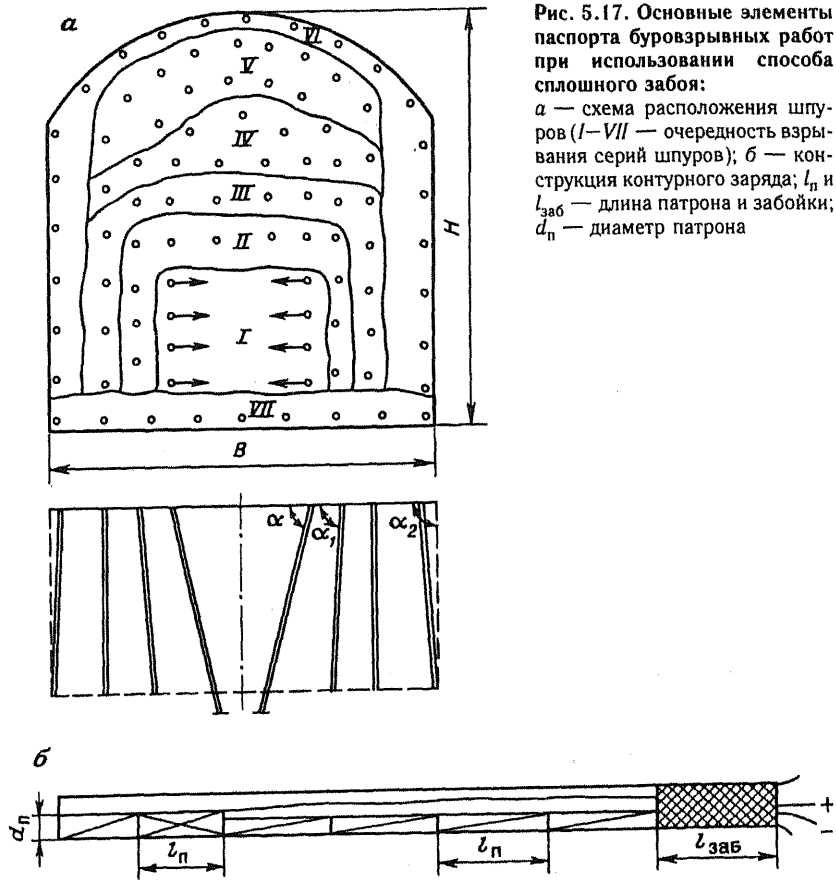


Рис. 5.17. Основные элементы паспорта буровзрывных работ при использовании способа сплошного забоя:
а — схема расположения шпуров (*I*—*VII* — очередность взрывания серий шпуров); *б* — конструкция контурного заряда; $l_п$ и $l_{заб}$ — длина патрона и забойки; $d_п$ — диаметр патрона

сечения, их проектируют для габаритов конкретного тоннеля (рис. 5.18). Буровая рама является специфичным для тоннелестроения типом оборудования и представляет собой жесткую многоярусную конструкцию из балок проката, обеспечивающую размещение оборудования и персонала для обуривания забоя, заряжания шпуров, приведения забоя в безопасное состояние, т.е. оборки забоя и призабойной поверхности тоннеля, возведения временной крепи. Буровая рама снабжена колеснорельсовым или пневмоколесным шасси. Нередки случаи размещения простейших конструкций буровых рам на платформах грузовиков. Некоторые конструкции буровых рам имеют в центральной части проемы для пропуска к забою погрузочно-транспортных средств. Иногда их оснащают по бортам откидными платформами.

Приведенные выше варианты буровой техники являются традиционным штатным набором оборудования и дают лишь общее представление

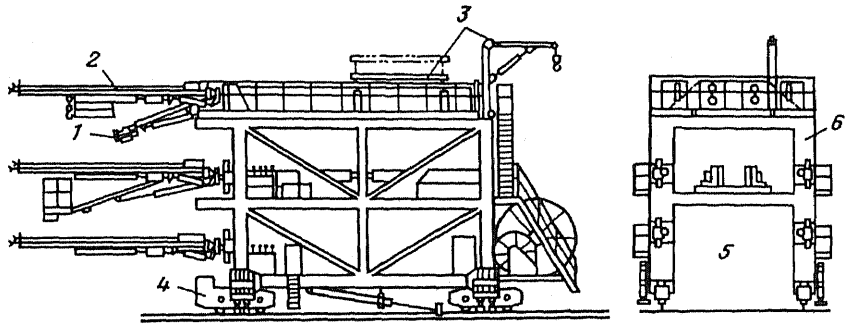


Рис. 5.18. Схема буровой рамы для тоннеля на 6 бурильных машин:
1 — механизм для установки арочной крепи; *2* — стреловой манипулятор с бурильной машиной; *3* — механизм для наращивания вентиляционных труб; *4* — ходовая часть, *5* — проем для пропуска к забою погрузочного оборудования; *6* — портальная конструкция

о возможном комплекте буровой техники. В настоящее время многими зарубежными фирмами разработано буровое оборудование нового поколения. Это современные гидравлические машины, включающие приспособления для амортизации отдачи, в них также предусмотрена возможность изменения энергии удара, длины хода и скорости вращения буровой штанги, т.е. автоматически устанавливаются оптимальные режимы бурения в зависимости от характеристик породы. Такие машины исключительно надежны, они пробуривают не менее 50 тыс. шпурометров до первого ремонта. Стрелы-манипуляторы с автоподатчиками обеспечивают точность и быстроту перемещения бурильной машины и оптимальную подачу ее на забой, а также возможность бурения шпуров под анкеры в сводах и стенах тоннеля. За счет выдвижения и удлинения стрелы можно обуривать два ряда шпуров в сводовой части с одной позиции буровой установки. Управление стрелами осуществляют с помощью рукояток, которые обеспечивают горизонтальное и вертикальное перемещение, сохраняя параллельность во всех направлениях. Телескопный цепной автоподатчик имеет устройство автоматического наращивания двухсекционной штанги, исключающее потери времени при изменении глубины шпуров.

Ходовая часть бурильной установки, монтируемая на колесном, гусеничном или рельсовом ходу, имеет как электрический, так и электродизельный приводы для ее автономного перемещения.

Подобные, существенно усовершенствованные по сравнению с ранее выпускаемыми самоходные бурильные установки на 1—3 гидравлические бурильные машины разработаны многими зарубежными фирмами. В частности, фирма «Атлас Копко» (Швеция) выпускает 10 вариантов машин типа «Бумер» с одной, двумя и тремя стрелами, обуривающими забой сечением от 6 до 165 м^2. Ряд установок оснащен бурильными машинами COP 1440 со скоростью бурения в крепких породах до 3 м/мин.

Фирма «Секома» (Франция) создает установки на базе модульного принципа на различное число бурильных машин. Фирма «Тамрок» (Финляндия) выпускает машины двух классов «S» и «Супердриллинг». Установки класса «S» имеют новые бурильные машины, которые вместе с запатентованной системой контроля способны обеспечивать оптимальные параметры подачи и бурения. Оборудование класса «Супердриллинг» оснащено принципиально новыми бурильными машинами, стрелами, ходовыми рамами, механизмами подачи.

Наиболее совершенные буровые установки с различной степенью компьютеризации и программным управлением создали фирмы «Атлас Копко» (установка «Робот Бумер 185»), «Ингерсолл-Ренд», США (установки серии MP 300), «Тамрок» (установка «Датаматик»), «Фурукава», «Монтабер» и др. В этих установках технологический процесс обуривания забоя полностью автоматизирован: буровую установку устанавливают в исходное положение по лазерному ориентиру или гидротеодолиту, после чего управление манипуляторами обеспечивается автоматически бортовой ЭВМ по командам с дискеты, с программой, записанной для каждой заходки офисным компьютером с учетом данных контрольной съемки профиля фотометодом.

В частности, трехстреловая установка «Робот Бумер 185» с бурильными машинами COP 1440, представляющая собой последнее достижение буровой техники, оснащена компьютером и может работать в трех режимах: автоматическом, полуавтоматическом и ручном. Компьютер берет на себя настройку и определение направления стрелы-манипулятора при забуривании шпура, автоматическое управление движением стрелы, контролирует процесс бурения шпуров, записывая для этого все его параметры. Скорость бурения одной машины в самых крепких грунтах составляет 2,4—3 м/мин. В комфортабельной кабине установки могут находиться два оператора-бурильщика, перед каждым из которых размещен дисплей, сообщающий все данные о нагрузках на инструмент, сопротивлении породы, угле наклона шпура, его длине на данный момент времени и т.д. Оператор имеет возможность в любой момент вмешиваться в процесс бурения. В автоматическом режиме вмешательства оператора не требуется, так как весь процесс обуривания забоя выполняется по программе с дискеты.

Также автоматизирована буровая установка «Датаматик» фирмы «Тамрок». Эта установка нового поколения, имеющая компьютерное управление и лазерное наведение, оснащена тремя машинами для бурения 5-метровых шпуров по заданной программе. Работу всей установки контролирует только один оператор. Параллельно с работой бурильной установки с помощью специального устройства осуществляют заряжание шпуров.

Учитывая значительное число шпуров в забое, достигающее 120—150, и их большую глубину (до 3,5—4 м), для заряжания применяют механизированные способы.

Методика расчетов параметров буровзрывных работ в тоннеле аналогична методике для горных выработок ограниченного сечения, но имеет некоторые особенности, связанные с большими размерами сечения забоя тоннеля. Существует несколько вариантов методики расчета параметров БВР для тоннелей, которые освещены в специальной литературе.

При производстве буровзрывных работ весьма актуальным является вопрос переборов профиля тоннеля (величина коэффициента излишка сечения — КИС). Если в обычной горной выработке КИС, равный 1,10—1,15, создает перебор сечения с каждого метра выработки в несколько кубометров, то в тоннеле сечением 50—70 м^2 его величина составляет несколько десятков кубометров. Переборы нормируются в зависимости от коэффициента крепости породы и по СНиП III-44—77 (п. 4.27) составляют от 10 см (при $f = 1 \div 4$) до 20 см (при $f \geqslant 12$). Фактические переборы в ряде тоннелей намного превышают эти значения, а последующее заполнение их бетоном приносит весьма значительные убытки. Переборы могут быть обусловлены двумя причинами: технологическими и геологическими, причем в последнем случае они зависят не столько от коэффициента крепости, сколько от характера трещиноватости пород и направления трещин по отношению к оси тоннеля. При неблагоприятном расположении систем трещин переборы переходят в вывалы породы, причем иногда весьма крупные.

Контроль результатов взрывов. Большое значение имеет контроль результатов каждого взрыва. Для этой цели швейцарской фирмой «Амберг» разработан оптический прибор (типа теодолита), связанный с компьютером и представляющий собой трубку, установленную в тоннеле на треноге. Измерения осуществляют с помощью оптической электронной системы. На одном конце прибора размещено вращающееся зеркало, на другом — оптическое устройство, снабженное двумя кремниевыми диодами. Световой поток в трубке проецируется на вращающееся зеркало, которое направляет его на стенку тоннеля. Результаты съемки контура передаются на дисплей компьютера, который размещен на небольшой тележке, располагаемой рядом с прибором. На дисплее проецируется проектный профиль тоннеля, по периметру которого через очень небольшие интервалы даны результаты измерений и зафиксирован фактический профиль. В табличной форме даны все недоборы и переборы, указаны фактические объемы и т.д. Такой непрерывный автоматический контроль позволяет вносить оперативные коррективы в паспорт буровзрывных работ.

Разметка шпуров. Перед началом бурения осуществляют разметку шпуров. С помощью теодолита и лазерного устройства устанавливают направление тоннеля и высотные отметки. Затем, используя специальную проекционную аппаратуру, проецируют на забой в виде небольших световых пятен места расположения шпуров, которые фиксируют яркой аэрозольной краской из пульверизатора. При очень большом числе шпу-

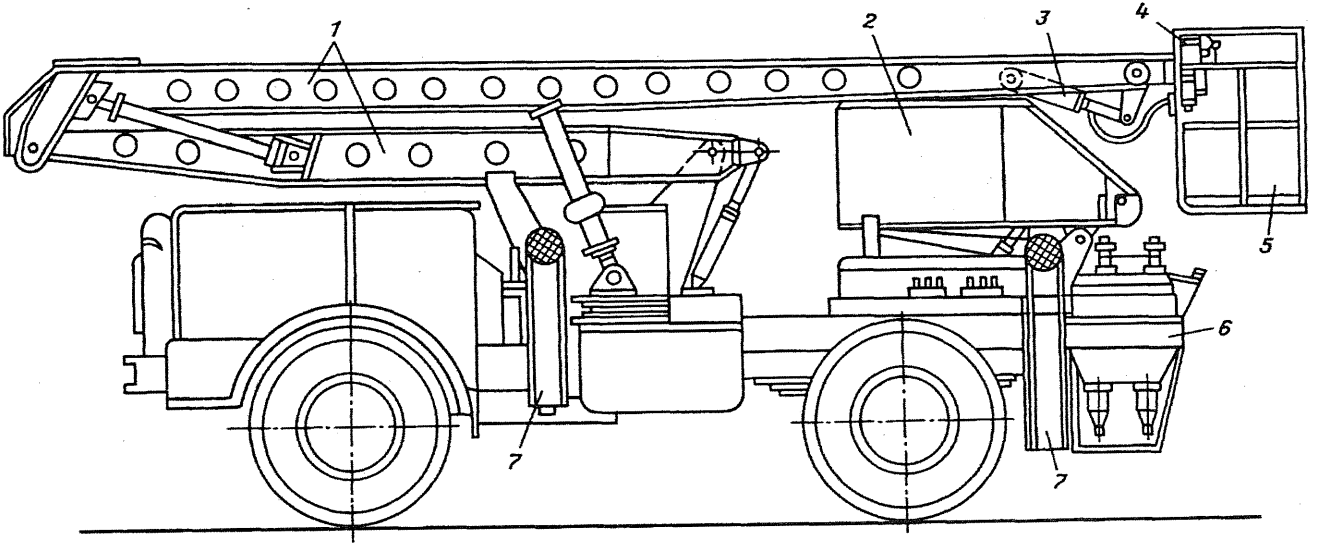


Рис. 5.19. Схема установки для механизированного заряжания шпуров:
1 — стреловой подъемно-поворотный механизм с корректором; *2* — загрузочный бункер для ВВ; *3* — гидравлический корректор; *4* — пульт управления; *5* — рабочая кабина оператора; *6* — раздаточный бункер для ВВ на четыре пневмозарядчика ЗП-2; *7* — опорные домкраты

ров вместо фиксирования каждого из них наносят лишь линии их расположения. Это позволяет в 2—3 раза сократить продолжительность разметки.

Заряжание шпуров. Заряжание шпуров и монтаж электровзрывной сети при способе сплошного забоя являются весьма ответственными и трудоемкими операциями, несоизмеримыми по трудоемкости с таковыми в обычной горной выработке. Это обусловлено прежде всего большим числом шпуров, их длиной, многосерийностью взрывания, сложностью монтажа электровзрывной сети и другими факторами. Поэтому в отличие от горной выработки в тоннелях целесообразно применять механизированное заряжание шпуров, позволяющее использовать более безопасные гранулированные ВВ. Плотность заряжания при этом в 1,5—2 раза выше, чем при заряжании вручную, что позволяет в том же объеме шпура поместить большее количество ВВ.

В отечественной практике при механизированном заряжании применяют гранулированные ВВ (гранулиты АС-8В и АС-4В). Гранулиты выпускают в рассыпном виде и расфасовывают в мешки. Благодаря сыпучести гранулиты легко транспортировать по зарядным шлангам и с высокой плотностью укладывать в шпуры и скважины.

Для заряжания используют пневматические зарядчики трех типов: эжекторные, нагнетательные и комбинированного действия. В *эжекторных зарядчиках* гранулы ВВ всасываются из бункера благодаря разрежению, создаваемому в эжекторной камере. По шлангу они направляются в шпур. Зарядчики этого типа обладают небольшими размерами и массой, но имеют низкую производительность.

Зарядчики нагнетательного типа снабжены герметичным баком, находящимся под давлением, под воздействием которого гранулы ВВ нагнетаются в шпур. Зарядчики этого типа более громоздки, сложнее в управлении, но более производительны.

В *комбинированных зарядчиках* совмещены оба принципа: эжекторный и нагнетательный.

Учитывая значительные размеры тоннеля, механизированное заряжание в них осуществляют специальными передвижными установками на шасси грузового автомобиля. На шасси смонтирован подъемно-поворотный механизм в виде стрелы с кабиной и пультом управления для оператора, бункер для ВВ и несколько пневмозарядчиков с полиэтиленовыми шлангами и насадками. В качестве примера на рис. 5.19 приведена установка ММЗШ-2.

Ориентировочное время заряжания одного шпура, включая монтаж взрывной сети, составляет немногим более 1 мин.

Следует особо подчеркнуть, что при механизированном заряжании и электрическом взрывании применяют только прямое инициирование зарядов. Однако, учитывая значительную глубину шпура, наибольший эффект дает обратное инициирование, которое допустимо только при применении электродетонаторов ЭД-1-3-Т и ЭД-1-8-Т.

Проветривание забоя тоннеля после взрыва принципиально аналогично проветриванию протяженной горной выработки. Однако имеются некоторые особенности, связанные с большими протяженностью и сечением тоннеля, способствующими образованию у забоя так называемых мертвых зон, большим количеством взрываемого ВВ, наличием в тоннеле различных машин с дизельными двигателями, ведением в тоннеле (достаточно часто) сварочных работ. Применяют нагнетательную и комбинированную схемы проветривания с использованием вентиляторов и металлических трубопроводов значительного диаметра (до 1—1,2 м). В зависимости от длины тоннеля применяют различные варианты схем проветривания (рис. 5.20).

Например, при длине тоннеля до 1—1,5 км у портала устанавливают один вентилятор, который подает воздух по металлическому трубопроводу до забоя. Расстояние от конца трубопровода до забоя тоннеля (см. рис. 5.20,*а*) обычно принимают равным 50—80 м (длина зоны отброса продуктов взрыва).

При весьма длинных тоннелях (более 3 км) в вентиляционный став встраивают последовательно несколько вентиляторов на расстоянии, ис-

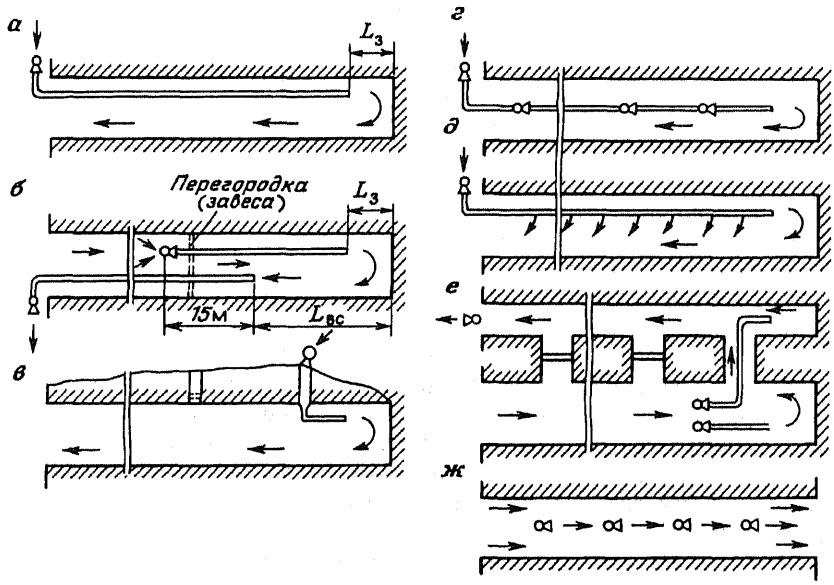


Рис. 5.20. Схемы проветривания тоннелей:
а — нагнетательная с проветриванием свободной струей; *б* — комбинированная; *в* — нагнетательная с использованием вентиляционных скважин; *г* — нагнетательная с установкой промежуточных вентиляторов; *д* — нагнетательная с регулируемыми утечками воздуха; *е* — комбинированная с вентиляционными штольнями; *ж* — струйная с использованием вентиляторов-эжекторов

ключающем рециркуляцию воздушного потока. Однако наиболее радикальным решением в этих случаях является проветривание тоннеля с использованием скважин и стволов, пройденных с поверхности по трассе тоннеля, а также с применением вспомогательных выработок малого сечения, располагаемых параллельно тоннелю.

Например, при строительстве Сен-Готардского тоннеля протяженностью 16,3 км параллельно ему на расстоянии 30 м проходили вспомогательную штольню сечением 7,8 м^2, которую с интервалом в 250 м сбивали с тоннелем.

Методика расчета параметров проветривания предусматривает учет следующих величин:

- наибольшего числа рабочих, находящихся в забое;
- скорости движения воздуха;
- количества ядовитых газов, образующихся при взрыве;
- количества вредных примесей, образующихся при работе двигателей внутреннего сгорания;
- количества вредной пыли, образующейся при сварочных работах.

Детальный расчет параметров проветривания тоннелей приведен в специализированных методиках.

Продолжительность проветривания забоя тоннеля принимают в пределах 30—40 мин.

Важное значение для вентиляции тоннеля имеет оснащение многочисленного самоходного оборудования нейтрализаторами выхлопных газов различного принципа действия (в основном каталитическими НКД-180, НКД-110 и др.).

Приведение забоя в безопасное состояние. После завершения проветривания и до начала погрузки породы забой приводят в безопасное состояние. Тщательно осматривают забой, кровлю и борта тоннеля. Осуществляют простукивание отслоившихся кусков породы, оборку породной поверхности от нависающих и отслоившихся «заколов», причем обирать и осматривать следует не только породные поверхности, обнажившиеся в результате взрыва, но и участки тоннеля, примыкающие к зоне взрыва на расстоянии не менее 10 м (рис. 5.21). Эти работы следует выполнять и при использовании метода контурного взрывания, когда трещины и заколы в породе менее заметны, чем при обычных методах взрывания. После окончания погрузки, перед началом бурения шпуров должно быть вновь проверено состояние кровли и стен. С учетом большой высоты тоннеля и значительных площадей новых обнажений после взрыва эта работа является весьма трудоемкой и ответственной. Ее выполняет наиболее квалифицированный и опытный персонал. В настоящее время в основном применяют ударно-скалывающие машины-породоподборщики ПОМ-10Т. Используют также специальные подъемники с кабиной, в которой размещаются проходчики, использующие отбойные молотки для оборки породы. Эти подъемники бывают двух типов: телескопические с вертикальным подъемом и рычажные с выносной стрелой. Последние более целесообразны, так как позволяют осуществлять обор-

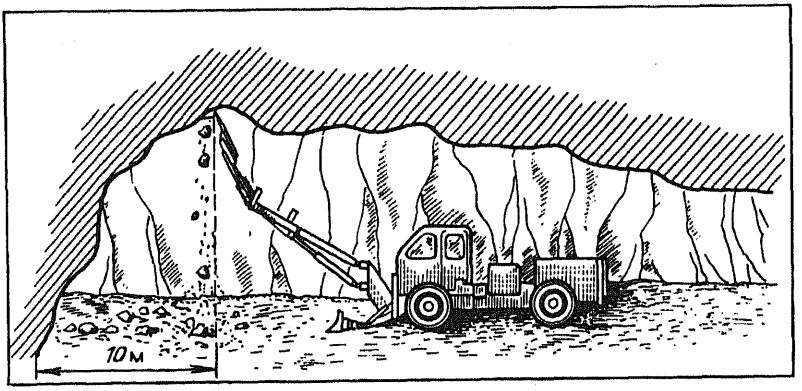


Рис. 5.21. Оборка породной поверхности в тоннеле после взрывных работ

ку кровли над отвалом породы непосредственно после взрывных работ на высоте до 17 м. Они размещаются на гусеничном или пневматическом шасси.

Погрузка и транспортирование отбитой породы. Погрузка и транспортные операции в тоннелях по сравнению с горными выработками имеют ряд специфических особенностей, влияющих на выбор механизации, производства и организации работ:

1. Значительные объемы отбиваемой за цикл породы, достигающие иногда 800—1000 м^3;

2. Значительные размеры тоннеля по ширине и высоте, позволяющие использовать крупногабаритное погрузочное и транспортное оборудование;

3. Большая высота отвала и крупная кусковатость отбитой породы, позволяющие применять подземные экскаваторы.

Для погрузки породы в тоннелях применяют подземные экскаваторы, погрузочные машины горного типа, фронтальные самоходные погрузчики (рис. 5.22).

Подземные экскаваторы. Применяют подземные одноковшовые экскаваторы типа прямой лопаты с вместимостью ковша от 1 до 3 м^3. От экскаваторов наземного типа они отличаются компактностью, массивностью конструкции. У них укорочена стрела и рукоять, уменьшен радиус поворота, укорочена длина ходовой части для улучшения зачистки почвы тоннеля. Конструктивные решения подземных экскаваторов отличаются многообразием. Для окучивания развала породы после взрывных работ вместе с экскаватором используются специальные подземные бульдозеры.

Погрузочные машины применяют двух типов: *непрерывного действия с нагребающими лапами* и *ковшовые со ступенчатой перегрузкой.* Используют тяжелые модификации машин: непрерывного дей-

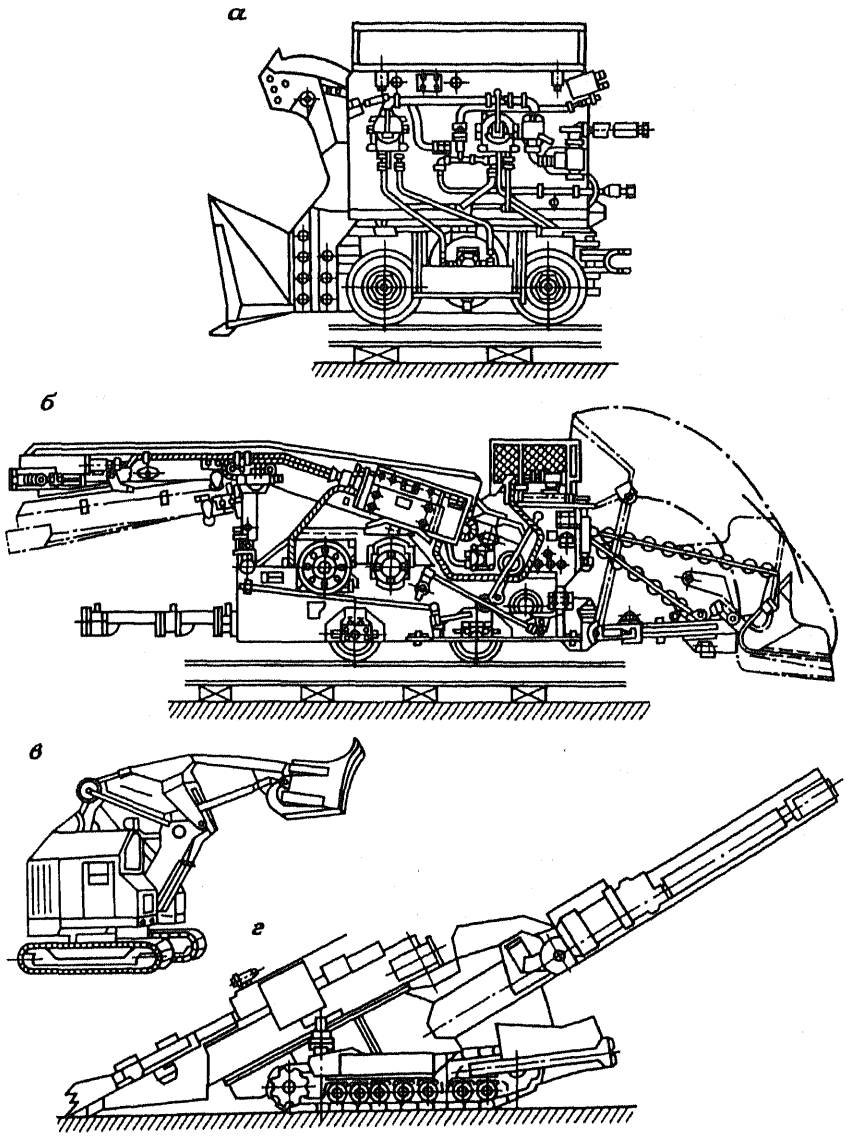


Рис. 5.22. Средства механизации погрузки породы:
а — погрузочная машина на рельсовом ходу с прямой погрузкой ППН-3; *б* — погрузочная машина на рельсовом ходу со ступенчатой погрузкой 1ППН-5; *в* — подземный экскаватор с укороченной стрелой ЭО-5114; *г* — погрузочная машина непрерывного действия на гусеничном ходу с нагребающими лапами ПНБ-3к

ствия — ПНБ-3к и ПНБ-4с производительностью до 180 м³/ч и ковшовые со ступенчатой перегрузкой — ППН-4м, ППН-5 с вместимостью ковша 0,6 м³ и производительностью 75 м³/ч.

Одноковшовые погрузчики фронтального типа находят применение в тоннелях небольшой протяженности и сравнительно небольших сечений. Они отличаются небольшими размерами, высокой маневренностью, имеют сменное рабочее оборудование: ковши различной вместимости, разрыхлители и др. По сравнению с подземными экскаваторами они имеют меньшую металлоемкость — 5—7 т на 1 м³ вместимости ковша, т.е. в 6—8 раз меньше, чем у экскаватора. Их производительность достигает 100—180 м³/ч.

Транспортное оборудование. При строительстве тоннелей применяют в основном два вида транспортных средств: автосамосвалы и рельсовый транспорт. Преобладает автотранспорт. Рельсовый транспорт применяют в основном при строительстве протяженных железнодорожных тоннелей, где имеются большие трудности с вентиляцией (при этом полностью снимается проблема выхлопных газов).

Практика тоннелестроения последних лет свидетельствует об успешном применении в тоннелях ленточного конвейерного транспорта, обеспечивающего огромную производительность при сравнительно небольших размерах поперечного сечения тоннеля. Например, при сооружении подводного тоннеля «Сейкан» в Японии в наклонных строительных тоннелях были проложены ленточные конвейеры для транспортирования разработанной породы на поверхность.

По конструктивному исполнению самосвалы подразделяются на автомашины с кузовом, расположенным на их раме, и автомашины, состоящие из двух частей: одноосного тягача и самосвального полуприцепа, шарнирно соединенных между собой (МоАЗ-64011, «Кируна» и др.). Одним концом кузов опирается на шарнирное устройство тягача, а основная его часть располагается на одной или двух ходовых осях. Такие самосвалы-полуприцепы обладают главным достоинством — они имеют небольшой радиус разворота, что позволяет разворачивать их у экскаватора даже в сравнительно узких тоннелях (от 10 м).

Рельсовый транспорт в тоннелях характеризуется применением вагонов большой вместимости с электровозной или дизель-электровозной тягой.

В качестве примера можно привести опыт строительства участка Сен-Готардского тоннеля, где транспортирование породы осуществляли по железнодорожной колее шириной 900 мм составами из 4—6 вагонов вместимостью 30 м³ каждый. В качестве тягового оборудования использовали дизель-локомотивы мощностью 300—450 л.с.

Здесь уместно отметить, что применение рельсового транспорта оказывает влияние и на выбор всего комплекса горнопроходческого оборудования. В качестве бурового оборудования применяют, как правило, буровую раму на рельсовом ходу, для погрузки породы — ковшовые погрузочные машины со ступенчатой перегрузкой породы. Обычно исполь-

зуют тяжелые модификации машин в количестве двух единиц с вместимостью ковша 1—1,25 м^3 и суммарным фронтом погрузки в 9—10 м.

Производство и организация погрузочно-транспортных работ. Высокая производительность погрузки породы непосредственно зависит от бесперебойной работы транспортных устройств. При использовании экскаваторов большое значение имеет схема подъема, разворота и установки самосвала у экскаватора. Обычно применяют петлевую схему разворота самосвала (рис. 5.23,*а*). Такая схема разворота возможна, если тоннель имеет ширину $B \geqslant 1{,}8\, l_{авт}$, где $l_{авт}$ — длина автосамосвала. В тоннелях с шириной $B \geqslant 1{,}4\, l_{авт}$ разворот самосвала возможен на плите (рис. 5.23,*в*) с применением лебедки. Схема разворота ясна из рисунка. В более узких тоннелях необходимо устраивать ниши в бортах тоннеля размером 3,5 × 5 м через каждые 80—100 м. Схема разворота с применением ниш приведена на рис. 5.23,*б*.

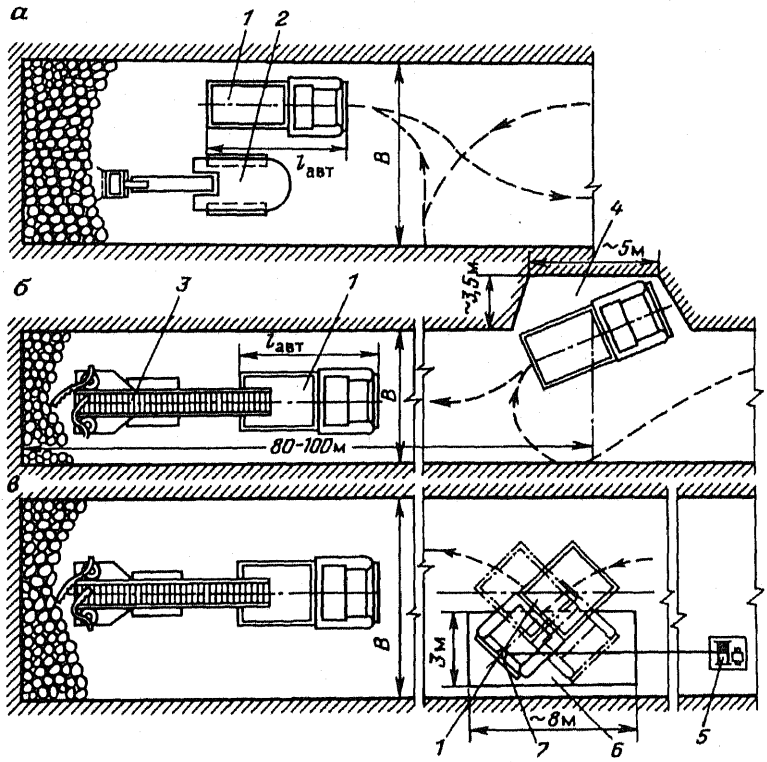


Рис. 5.23. Схемы разворота самосвала у забоя:
1 — самосвал; *2* — подземный экскаватор; *3* — погрузочная машина; *4* — ниша в борту тоннеля для разворота самосвала; *5* — лебедка; *6* — стальной лист; *7* — место зацепления троса за передний бампер самосвала

Существенное значение имеет и место установки самосвала относительно экскаватора, определяющее угол поворота стрелы к месту разгрузки. Минимальный угол поворота в 90° имеет место при размещении самосвала параллельно экскаватору. Но это возможно только в достаточно широких тоннелях. В узких тоннелях самосвал приходится располагать позади экскаватора, при этом угол поворота стрелы при разгрузке ковша увеличивается до 180° и значительно снижается производительность.

Увеличению производительности погрузки способствует применение челночных автосамосвалов с поворотным управлением, способных двигаться в прямом и обратном направлениях без разворота.

При применении рельсового транспорта в тоннеле прокладывают два пути, как правило, колеей 900 мм, на которых размещают вагонетки большой вместимости (до 7—10 м^3). Погрузку породы в эти вагоны осуществляют двумя мощными погрузочными ковшовыми машинами с ковшом вместимостью 0,7—0,9 м^3. Для подачи вагонов под конвейер-перегружатель используют электровоз. С целью упрощения маневровых операций применяют скользящий маневровый настил длиной 130—150 м, представляющий собой плиту рамной конструкции с деревянным настилом, на которой уложены рельсы и стрелочные переводы. Настил состоит из отдельных секций, между которыми помещены гидравлические домкраты, обеспечивающие его скольжение вперед по мере продвижения забоя.

Для обеспечения высокой эффективности погрузочно-транспортных работ в тоннеле необходимо правильно выбрать тип экскаватора, вычислить его эксплуатационную производительность, подобрать оптимальную грузоподъемность автосамосвала и определить число автомашин для обслуживания экскаваторов. Методика расчета перечисленных параметров приведена в специальных учебных пособиях.

Расчет производительности погрузки в тоннеле при применении погрузочных машин и рельсового транспорта аналогичен расчету для горных выработок ограниченного сечения и приведен в первом томе учебника.

В Российской Федерации разработаны перечни рекомендуемых комплектов выпускаемого или намеченного к выпуску отечественного горнопроходческого оборудования, применение которого позволит существенно повысить темпы проведения тоннелей:

Сечение тоннеля, м^2	< 20	20—40	40—60
Оборудование:			
буровое	Установка БКГ-2	Установки УБШ-322Д, УБШ-532Д	Установка УБШ-532Д
погрузочно-транспортное . .	Машины ППН-3, ПНБ-2, погрузочно-транспортные машины ПТ-4, ПТ-5, вагоны ВПК-7, УВГ-2,5	Машина ПНБ-3Д, погрузочно-доставочные машины ПД-8, ПД-12, автосамосвалы МАЗ-503, МоАЗ-6401	Машина ПНБ-4, погрузочно-доставочные машины ПД-8, ПД-12, автосамосвалы МоАЗ-6401

Вспомогательное оборудование для:			
заряжания шпуров	ЗМК-1	—	—
нанесения набрызгбетона . . .	Машины МНБ, БМ-70	Машины УСН-2, БМ-70	Машины УСН-2, БМ-70
бетонирования . . .	ПНБ-3	МР-262, С-80	МР-263, С-80
установки крепи .	—	Крепеустановщик УАГ-7	Крепеустановщик УАГ-7
уборки породы . . .	—	Породоподборщик ПОМ-10Т	Породоподборщик ПОМ-10Т

Для тоннелей сечением более 60 м^2 следует выбирать то же оборудование, что и для тоннелей с сечением 40—60 м^2. Кроме того, для бурения наряду с установкой УБШ-532Д рекомендованы установка УБШ-662 и станок КБУ-80.

Возведение временной крепи. Временная крепь при использовании способа сплошного забоя, в основном, выполняет функции ограждающей, т.е. предохраняющей от возможных вывалов породы из кровли и бортов тоннеля до момента возведения постоянной обделки. Большие пролеты тоннеля и высота ограничивают выбор возможных конструкций крепи и механизмов ее возведения. Например, в тоннелях большого сечения малоэффективной является арочная крепь. Рациональными конструкциями временной крепи следует признать анкерную и набрызгбетонную, а также их комбинацию друг с другом. Для возведения временной крепи в узких высоких тоннелях устраивают временный настил примерно на уровне пят свода, позволяющий доставлять оборудование к забою; в широких выработках используют буровые подмости.

Для нанесения набрызгбетона с подошвы тоннеля используют мачтовые самоходные установки двух типов: телескопические вышки с вертикальным подъемом и рычажные подъемники с выносной стрелой. Более современным оборудованием являются автосопловщики. Сопло смонтировано на выносной стреле автоподатчика. Вынос стрелы обеспечивает нанесение набрызгбетона над отвалом породы в забое непосредственно после взрыва. Управление процессом нанесения набрызгбетона осуществляют с пульта на верхушке мачты. Подготовка породной поверхности в тоннеле и последовательность нанесения аналогичны таковым в горной выработке.

Анкерную крепь в тоннеле устанавливают, как правило, с верхних ярусов буровых рам или подмостей, обеспечивающих необходимую жесткость крепления оборудования для бурения шпуров.

Организация работ. Организация проходческих работ в тоннеле способом сплошного забоя имеет много общего с организацией работ в горной выработке ограниченного сечения. Учитывая большие объемы работ и непрерывность производственного процесса, график цикличности составляют раздельно для проходческих работ и возведения бетонной обделки. В состав проходческого цикла включают типовой перечень проходческих операций. Примерный график (циклограмма) организации проходческих работ в тоннеле приведен на рис. 5.24.

№№ п/п	Наименование работ	Объем работ	Трудоемкость, чел.-ч	1 смена					
				1	2	3	4	5	6
1	Подача бурового агрегата ПБА-2 в забой и подготовка к бурению	–	4	4					
2	Бурение шпуров, м	297	21,6			6			
3	Заряжание шпуров, число шпуров	113	5,6						5
4	Откатка агрегата ПБА-2	–	2						4
5	Взрывание шпуров и проветривание забоя	–	–						
6	Оборка забоя	–	3,5						
7	Погрузка грунта, м^3	155,3	12						
8	Установка временной крепи	258	42,2						
9	Затяжка свода и боков марчеванами, м^2	57	25,6						
10	Укладка пути, м	6	4,6						
11	Устройство водоотводной канавы, м	2,5	0,9						
12	Вспомогательные работы	–	–	3		1		2	3

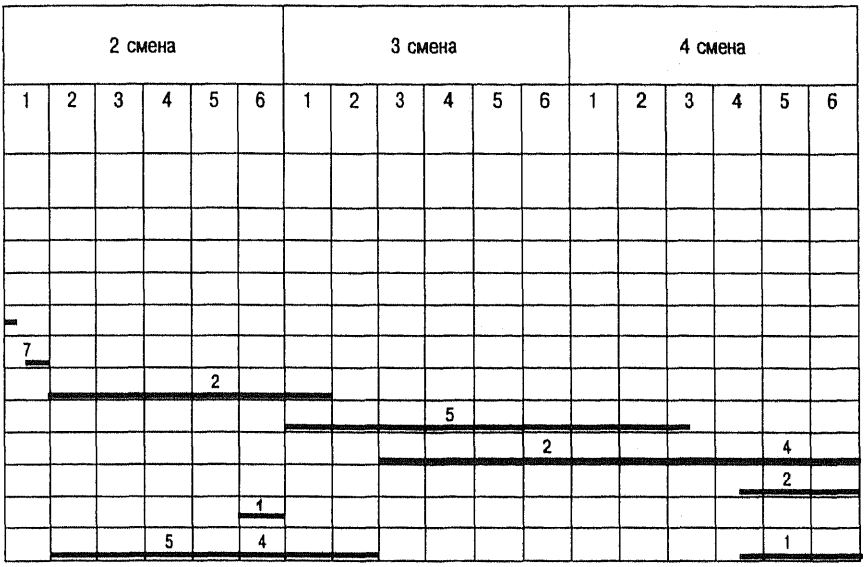
Рис. 5.24. Типовой график организации проходческих работ способом сплошного забоя

Опыт применения способа сплошного забоя может быть проиллюстрирован примером строительства протяженного тоннеля Фреджюс-2 на автодороге между Францией и Италией, площадь поперечного сечения которого составляет 85 м^2, высота — 8,5 м, пролет — 11,5 м. Тоннель проложен в известняках и сланцах встречными забоями с применением буровзрывных работ. Длина тоннеля со стороны Франции составляла 6,5 км, со стороны Италии — 6,3 км.

С итальянской стороны бурение вели с самоходной трехъярусной рамы, оснащенной шестью гидравлическими машинами фирмы «Атлас-Копко» COP-1038 HD, размещенными на телескопических манипуляторах BUT-14ER. Длина рамы составляла 23,3 м, ширина — 9,2 м и высота — 7,7 м. Раму обслуживали всего 4 рабочих. В забое бурили 105–114 шпуров диаметром 51 мм и глубиной 4,25 м. Разметку шпуров осуществляли с помощью лазера. На заряжание требовалось 500 кг ВВ. Шпуры под анкеры бурили с той же рамы.

После взрыва зарядов и проветривания приступали к погрузочно-транспортным работам. Погрузку вели электрогидравлическим экскаватором «Бройт» с ковшом вместимостью 2,5 м^3 в дизельные автосамосвалы «Перлини» грузоподъемностью 15 и 20 т, забой обслуживали 8 самосвалов.

В сутки выполняли 2 цикла работ с продолжительностью 12 ч каждый, затем число циклов в рабочую неделю, равную 5,5 сут, довели до 13, т.е. продолжительность цикла сократили до 10 ч.



Крепление осуществляли анкерами. Через день проводили торкретирование поверхности породы. В этот день скорость проведения снижалась примерно на 20%, поскольку общая продолжительность торкретирования составляла 3,5–5,5 ч.

Средняя продолжительность операций в проходческом цикле была следующей: бурение и установка анкеров — 212 мин; заряжание, монтаж электросети и взрыв — 85 мин; вентиляция и погрузка породы — 190 мин; подготовительно-заключительные операции — 107 мин. Общая продолжительность цикла — 10 ч, подвигание забоя за цикл — около 4 м. Суточная скорость проходки при таком цикле составила 9 м. Максимальная суточная скорость при четырех циклах была равна 15 м.

За все время проведения участка тоннеля длиной 6327 м с итальянской стороны, равное 44 мес, скорость составила 144 м/мес или 6,5 м/сут. С французской стороны участок тоннеля длиной 6506 м был пройден за 51 мес со средней скоростью 128 м/мес или 5,8 м/сут.

УСТУПНЫЙ СПОСОБ

Способ применяют в крупных тоннелях сечением более 120–130 м^2 и высотой более 10 м в основном в крепких скальных породах с коэффициентом крепости $f > 4$.

Отличие уступного способа от способа сплошного забоя состоит в разделении сечения тоннеля на две части, каждую из которых

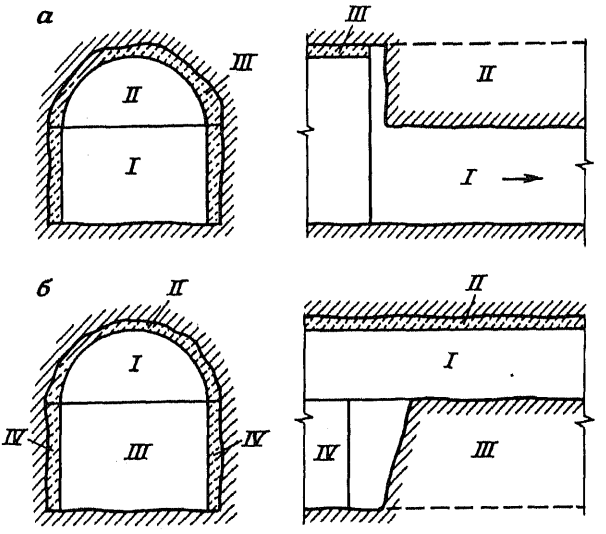


Рис. 5.25. Схемы разработки забоя тоннеля уступным способом:
а — вариант верхнего уступа; *б* — вариант нижнего уступа; *I–IV* — последовательность операций

разрабатывают своим забоем, на различных высотных отметках и в разное время.

Существуют два варианта уступного способа: *верхнего уступа* и *нижнего уступа* (рис. 5.25). Оба варианта ориентированы на производство буровзрывных работ.

Вариант нижнего уступа можно применять в менее благоприятных горно-геологических условиях: в породах средней крепости и трещиноватых.

Вариант верхнего уступа. При использовании этого варианта сначала разрабатывают нижнюю часть сечения, а затем с некоторым отставанием ведут разработку верхнего уступа. Нижнюю часть разрабатывают как обычный тоннель методом сплошного забоя с использованием буровзрывной технологии. Верхний уступ обуривают легкими перфораторами с буровых подмостей или с отвала породы, получаемой от разработки верхнего уступа.

Вариант имеет весьма ограниченное применение из-за ряда технологических недостатков и сравнительно узкого диапазона горно-геологических условий, в которых возможно и целесообразно его использование. Наиболее важным условием является минимальное применение или полный отказ от временной крепи в кровле нижней части сечения.

Вариант нижнего уступа. Этот вариант широко распространен в практике тоннелестроения, особенно для тоннелей больших сечения и высоты и значительной протяженности. Кроме того, как указывалось выше, его применение допустимо даже в трещиноватых породах средней крепости в связи с возможностью и простотой использования надежных конструкций временной крепи.

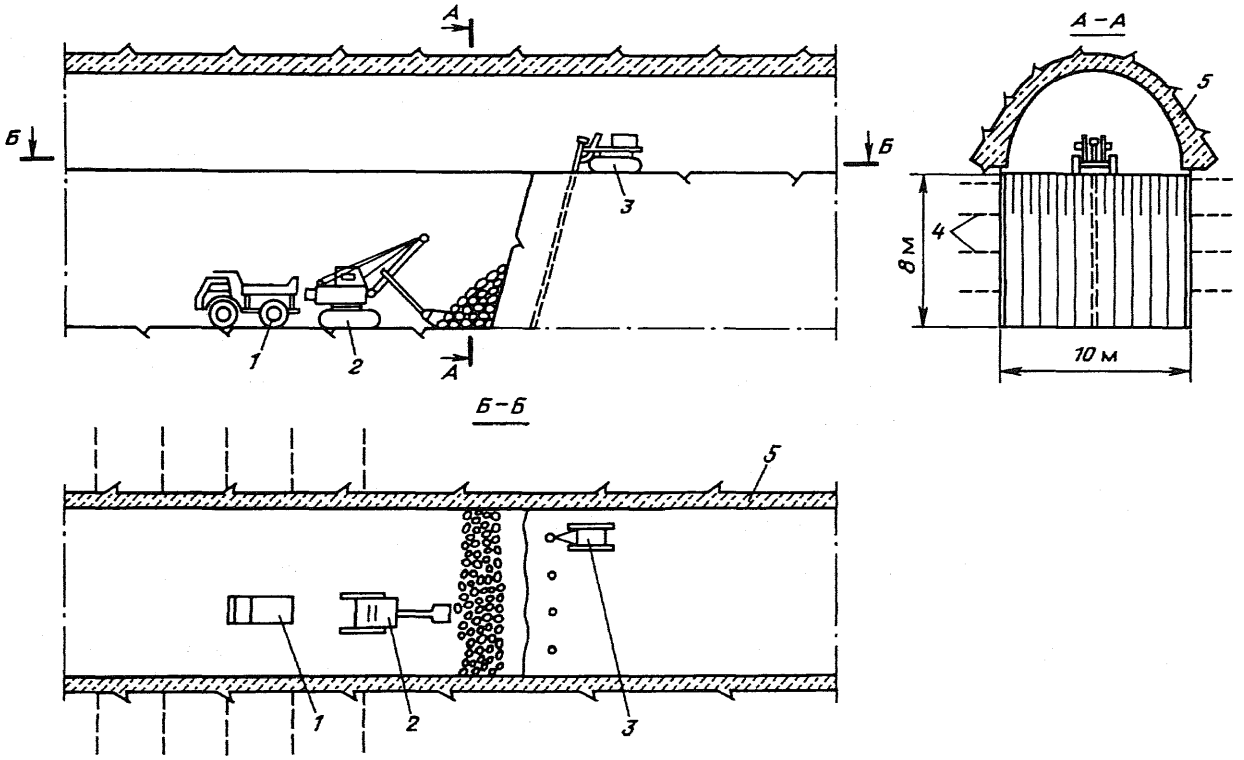


Рис. 5.26. Технологическая схема разработки нижней части тоннеля в один уступ:
1 — автосамосвал; *2* — экскаватор с ковшом вместимостью 1–2 м^3; *3* — буровой станок; *4* — железобетонные анкеры крепления стен; *5* — постоянная обделка свода

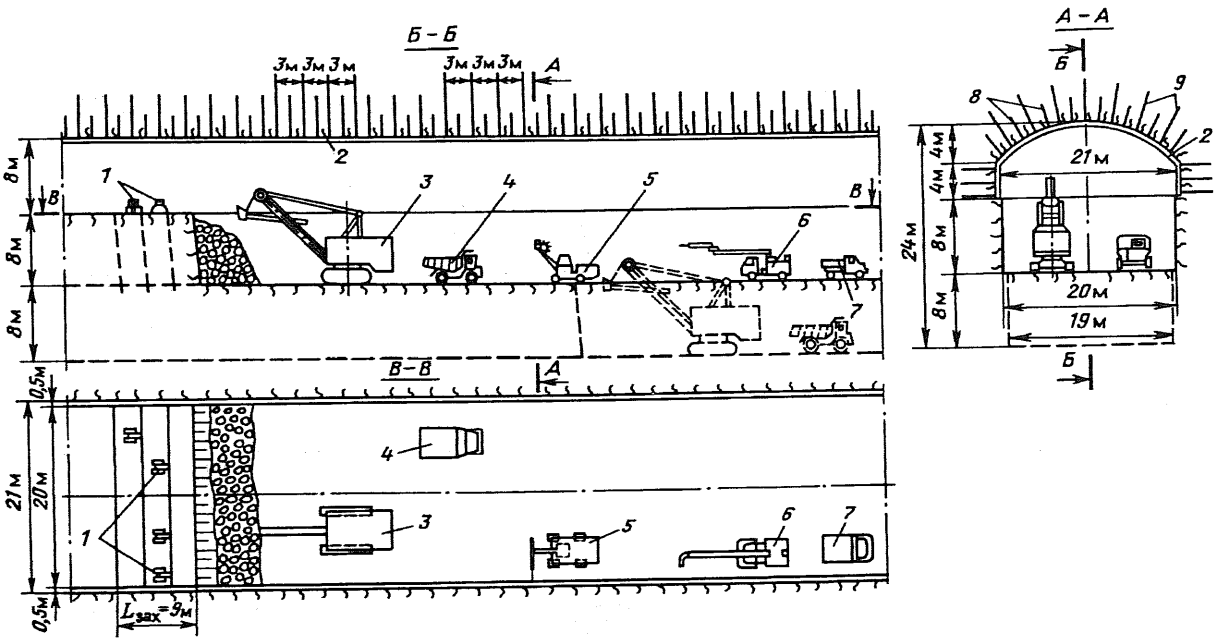


Рис. 5.27. Вариант технологической схемы разработки двухступенчатого уступа в тоннеле большого сечения:
1 — буровые станки СБУ-100Г; *2* — обделка из набрызгбетона по металлической сетке; *3* — экскаватор ЭКГ-5А; *4* — автосамосвал БелАЗ-500; *5* — установка для анкерного крепления «Роболт Г-440»; *6* — комплекс УСН-2; *7* — автосамосвал МАЗ-5549; *8* и *9* — стальные анкеры диаметром 36 мм и длиной соответственно 3 и 5 м (шаг установки 3×3 м)

В варианте нижнего уступа (см. рис. 5.25,*б*) сначала разрабатывают верхнюю подсводовую часть сечения тоннеля. Границу между верхней и нижней частями устанавливают обычно на линии пят свода. В первую очередь на всю длину тоннеля проводят верхнюю часть (калотту). Ее проводят как самостоятельный тоннель способом сплошного забоя с применением буровзрывных работ и, как правило, временной крепи. С отставанием возводят бетонную крепь свода, включая опорные (выносные) пяты.

Разработку нижней части тоннеля осуществляют в один, редко в два уступа (рис. 5.26 и 5.27). В породах с $f = 12$ высота уступа не должна превышать 10 м, а в породах с $f < 12$ высоту уступа принимают не более 5 м. Ограничение высоты уступа обусловлено требованием устойчивости пород в нем и стенах тоннеля. Угол наклона уступа к горизонту составляет 76—78° и не должен превышать 80°.

Породы в нижнем уступе разрушают с использованием БВР с нисходящим расположением скважин. Такая технология имеет много общего с разработкой уступов на открытых работах. Применение горизонтальных шпуров может иметь место только при небольшой высоте уступа или при криволинейном очертании стен. Диаметр скважин принимают от 60 до 105 мм в зависимости от высоты уступа. Скважины бурят с почвы пройденной верхней части тоннеля. Угол их наклона соответствует углу наклона уступа. Скважины располагают рядами. При заряжании и последующем взрывании формируется вруб для повышения эффективности разрушения уступа. Наиболее распространенными врубами являются клиновой и трапециевидный (рис. 5.28). Возможно и безврубовое взрывание. Выбор типа вруба зависит от крепости породы и ее трещиноватости. Клиновой и трапециевидный врубы применяют в крепких и весьма крепких породах, безврубовое взрывание — в породах средней крепости. Характерный паспорт БВР для нижнего уступа приведен на рис. 5.29.

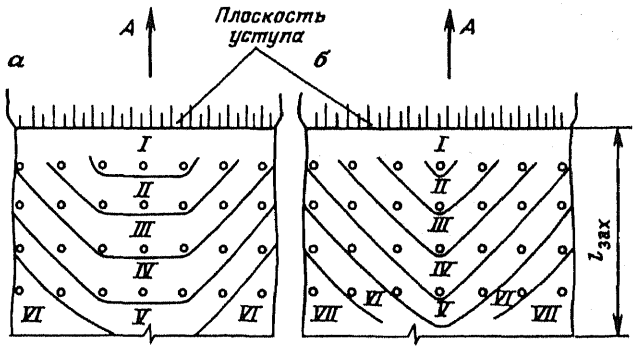


Рис. 5.28. Трапециевидный (*а*) и клиновой (*б*) врубы, используемые при разработке нижнего уступа:
А — направление отбойки; *I—VII* — очередность взрывания групп зарядов в заходке

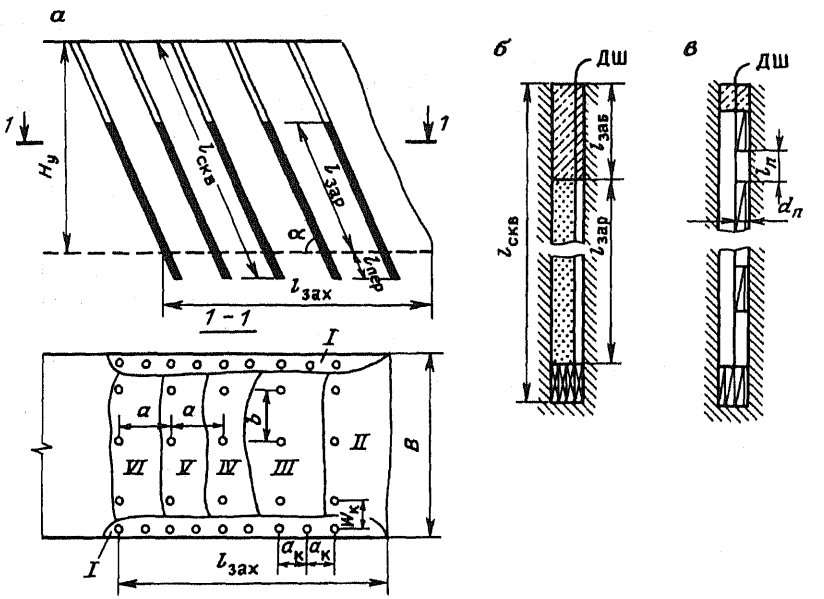


Рис. 5.29. Основные элементы паспорта буровзрывных работ при разработке нижнего уступа:

а — схема расположения шпуров; *б* и *в* — конструкции скважинных зарядов рыхления и контурного соответственно; *I—VI* — очередность инициирования групп зарядов; $l_{скв}$ — длина скважины; $l_{зар}$ — длина заряда; $l_{зах}$ — длина заходки; *a* — расстояние между рядами скважин; *b* — расстояние между скважинами в ряду; $W_к$ — линия наименьшего сопротивления до предконтурного ряда скважин; $H_у$ — высота уступа; *B* — ширина уступа; $a_к$ — расстояние между скважинами предварительного откола

Кроме того, паспорт включает в себя следующие показатели:

- площадь уступа, м^2;
- длину полигона, м;
- объем взрываемой породы, м^3;
- коэффициент крепости породы;
- высоту уступа, м;
- длину, м, и диаметр, мм, скважины;
- угол наклона скважин, градус;
- величину перебура, м;
- число скважин на полигоне;
- массу заряда в скважине, кг;
- массу суммарного заряда, кг;
- тип ВВ;
- способ инициирования;
- КИС;
- удельный расход ВВ, кг/м^3;
- удельный расход бурения, м/м^3;
- продолжительность проветривания — 30 мин.

При взрывании в нижнем уступе большое значение имеет получение ровной поверхности стен и минимальное разрушение приконтурной зоны от взрывания бортовых скважин. С этой целью применяют прием ведения взрывных работ, называемый *способом предварительного откола.* Суть его сводится к следующему: бортовые скважины в уступе бурят с бóльшим сгущением, чем в центральной части. Расстояние между скважинами в зависимости от крепости пород уменьшают до 0,3—0,4 м (для сравнения: в центральной части оно достигает 0,9—1,1 м). Образуется так называемая «строчка предварительного откола». Скважины в «строчке» заряжают низкобризантным ВВ (например ПЖВ-20) с низкой концентрацией заряда. В комплекте скважин в первую очередь взрывают заряды в «строчках предварительного откола», в результате чего образуются трещины между скважинами и формируется, в конечном итоге, плоскость предварительного откола. Во вторую очередь взрывают заряды во врубовых скважинах и комплект в целом. Такой прием позволяет получить практически ровные стены с минимальным воздействием взрыва на массив.

Вариант нижнего уступа, даже при двухстадийном исполнении имеет широкое применение в силу ряда существенных преимуществ:

- небольшие размеры буровых рам, используемых в верхней части забоя, их сравнительно небольшая стоимость;
- возможность применения эффективных конструкций временной крепи в верхней части забоя, что значительно расширяет область применения способа;
- безопасность работ в нижнем уступе, так как их проводят под возведенным бетонным сводом.

Главным недостатком способа является двухстадийное проведение работ и в связи с этим увеличение продолжительности строительства тоннеля в целом на 30—50%. Но это обстоятельство компенсируется высокой скоростью разработки нижнего уступа, примерно в 2—2,5 раза превышающей скорость разработки верхней части забоя.

Опыт применения способа нижнего уступа может быть проиллюстрирован двумя примерами проведения строительных тоннелей: Курейской ГЭС на р. Курейка (Российская Федерация) и ГЭС «Капанда» на р. Кванза (Ангола).

Тоннель Курейской ГЭС имеет площадь поперечного сечения 293 м^2, высоту 19 м, пролет 16 м, длину 220 м. Тоннель проведен в прочных долеритах. Строительство вели способом нижнего уступа (рис. 5.30).

Верхнюю часть сечения высотой 6,85 м разрабатывали сплошным забоем. Шпуры бурили перфораторами ПР-30 с пневмоподдержками, установленными на самоходных буровых подмостях на базе станка БС-1. Породу грузили машиной ПНБ-3Д в автосамосвалы КамАЗ-5511. Нижний уступ тоннеля имел высоту 12,2 м, его разрабатывали на полное сечение, оставляя по лотку защитный слой высотой 0,5 м, который дорабатывали в последнюю очередь. Вертикальные скважины в уступе бурили станками СБУ-100Г, НКР-100М. Взрывание производили на не-

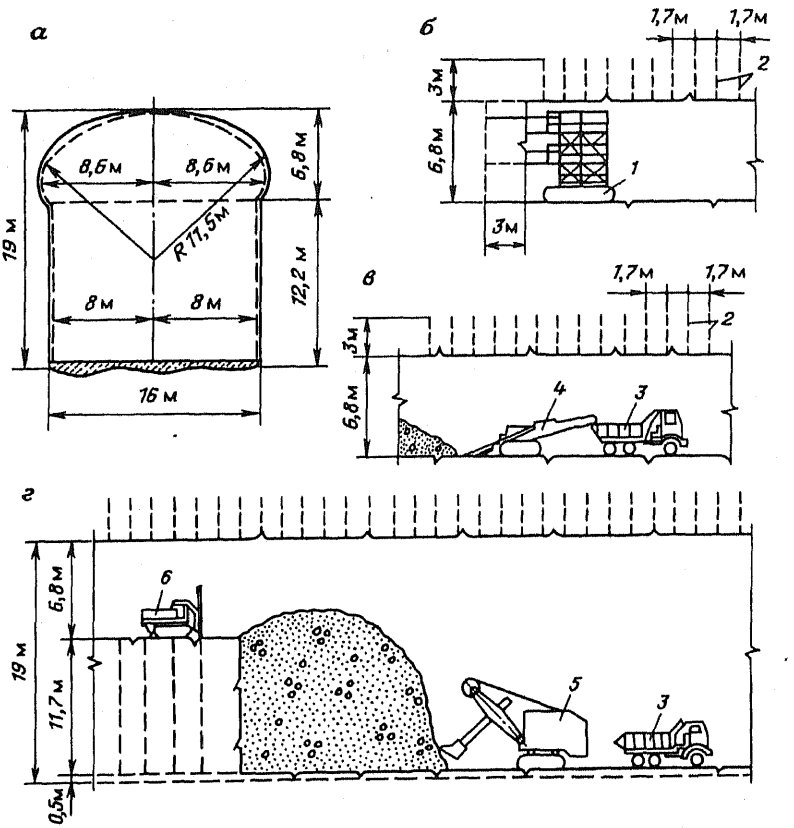


Рис. 5.30. Схема строительства тоннеля Курейской ГЭС способом нижнего уступа:
а — сечение тоннеля; *б* и *в* — бурение шпуров и погрузка породы в верхнем уступе; *г* — разработка нижнего уступа; *1* — буровая рама; *2* — анкеры; *3* — автосамосвал; *4* — погрузочная машина; *5* — подземный экскаватор; *6* — бурильная установка

убранный отвал породы, что позволяло совместить во времени процессы погрузки и бурения. Погрузку породы вели экскаватором ЭКГ-4,6 в автосамосвалы КамАЗ-5511, КрАЗ-256 и БелАЗ-540.

На верхней части сечения удельный расход ВВ составлял 1,8–2 кг/м^3, удельный расход бурения 1,9 м/м^3, вруб клиновой, глубина бурения 3,75 м, длина заходки 3 м. В нижнем уступе скважины бурили по сетке 2 × 2 м, удельный расход ВВ составил 1 кг/м^3, бурения — 0,24 м/м^3.

При контурном взрывании в верхней части тоннеля уменьшали расстояния между скважинами до 0,5 м и массу заряда аммонита до 0,3–0,4 кг. Эти заряды взрывали в первую очередь. В нижнем уступе был применен метод предварительного щелеобразования (откола) при шаге скважин 0,6 м и массе заряда гирлянды патронов аммонита № 6ЖВ

0,5 кг. Однако точности оконтуривания из-за блочного строения долеритов добиться не удалось: по верхней части переборы составили 0,3–0,4 м, а по стенам — 0,6–0,7 м.

Для крепления тоннеля на трещиноватых участках были применены: набрызгбетон толщиной до 10 см и анкеры длиной 3,8 м в своде и 3–6 м в стенах. Лоток тоннеля бетонный толщиной 0,4 м.

Тоннель ГЭС «Капанда». Поперечное сечение тоннеля сводчатой формы. Свод полуциркульный, стены вертикальные. Площадь поперечного сечения 180 м^2. Высота тоннеля 14,9 м, ширина 13,4 м. Из общей длины тоннеля 352 м без обделки пройдено 310 м. Часть тоннеля расположена в песчаниках с коэффициентом крепости по шкале М.М. Протодьяконова 9–12.

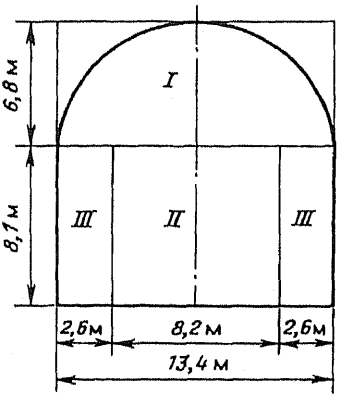


Рис. 5.31. Очередность раскрытия сечения тоннеля ГЭС «Капанда»

Тоннель проводили способом нижнего уступа последовательно: сначала верхнюю сводчатую часть сечения высотой 6,8 м, затем среднюю часть уступа шириной 8,2 м и высотой 8,1 м, в последнюю очередь — две боковые штроссы высотой 8,1 м и шириной 2,6 м каждая (рис. 5.31).

Площадь верхней части сечения составляла 75–85 м^2. Разработку вели с использованием самоходной бурильной установки «Максиматик-305 В» («Тамрок», Финляндия) на три гидравлические машины. Глубина шпуров 3,4 м, длина заходки 3,2 м. Проходческий цикл продолжался 9 ч, в том числе бурение шпуров — 170 мин, заряжание — 130 мин, взрывание и проветривание — 45 мин, погрузка породы — 125 мин, осмотр и оборка забоя — 50 мин, прочие работы — 20 мин. В забое располагались 120 шпуров диаметром 45 мм. Скорость бурения шпуров с учетом вспомогательных операций была равна 1,2 м/мин на одну бурильную машину. Удельный расход бурения составил 1,5–1,8 м/м^3, ВВ — 1,2 кг/м^3.

Погрузку породы после взрыва осуществляли ковшовым погрузчиком CAT-966 C (с вместимостью ковша 2,62 м^3) в автосамосвалы «Теренс-Р35с» грузоподъемностью 36 т. Для зачистки почвы тоннеля применяли бульдозер CAT-D6D. Для оборки кровли, установки анкеров и сеток использовали телескопический гидроподъемник с площадкой на базе автомобиля «Вольво-10».

Центральную часть уступа площадью 55–65 м^2 разрабатывали при помощи одновременного взрыва зарядов в двух рядах вертикальных скважин диаметром 76 мм, расположенных по сетке 1,5×4 м. Удельный расход ВВ составлял 0,5 кг/м^3. Погрузка породы и транспортирование были такими же, как и в верхней части сечения.

Боковые штроссы (оставляемые для уменьшения переборов профиля по стенам) общей площадью 40 м^2 обуривали горизонтальными шпурами глубиной 3,2 м установкой «Максиматик-305 В». Допускаемые перебоpы профиля по своду, стенам и лотку составляли 25 см.

Крепление осуществляли анкерами только в сводовой части на отдельных участках тоннеля, большая часть тоннеля была не закреплена.

Средняя скорость проведения верхней части тоннеля составляла 4,5 м/сут, средней части уступа — 8,2 м/сут, боковых штросс — 8 м/сут.

СПОСОБ СТУПЕНЧАТОГО ЗАБОЯ

Этот способ является, в известной степени, вариантом способа нижнего уступа. Разбивку забоя проводят аналогично способу нижнего уступа. Однако при способе ступенчатого забоя осуществляют не последовательное, а одновременное проведение верхней части тоннеля и уступа. Такая схема, по сравнению со схемой нижнего уступа, позволяет значительно сократить сроки строительства тоннеля и приблизить их к срокам, обеспечиваемым способом сплошного забоя.

Способ заключается в следующем. Сечение тоннеля высотой 8 м или более разбивают на 2—4 ступени (ярусы, уступы) и разработку забоя растягивают по длине, причем подвигание каждой нижерасположенной ступени ведут с отставанием по длине (на 30—80 м) от разработки ступени, расположенной выше (рис. 5.32). Подвигание ступенчатого забоя вперед осуществляют одновременно на каждой ступени, причем переход от ступени к ступени выполнен в виде наклонного съезда в середине уступа или поочередно сбоку у стены. Съезд выполняют с уклоном 12—14°, позволяющим передвигаться по нему самоходному оборудованию на пневмоколесном или гусеничном ходу, а также порожнему автотранспорту при подъеме вверх. Через каждые 100—200 м съезды срабатывают и делают заново. На каждой ступени разработку забоя ведут сплошным сечением. Взрывы на всех ступенях производят одновременно, скважины в уступах бурят вертикальные или горизонтальные. Породу с каждой ступени вывозят по тоннелю на поверхность или сбрасывают у нижнего уступа, где работает наиболее мощный экскаватор.

В отличие от способа сплошного забоя в данном случае плоскость забоя растянута по длине и имеет не вертикальную, а ступенчатую форму. Достоинства способа нижнего уступа, отмеченные выше, сохраняются, а главный недостаток — удлинение сроков строительства — устраняется.

Опыт применения способа ступенчатого забоя может быть проиллюстрирован примером строительства двухпутного железнодорожного тоннеля Ландрюкен на линии Ганновер — Вюрцбург (Германия).

Площадь сечения тоннеля 125—145 м^2, пролет 14,5 м, высота изменяется от 9,5 до 12,5 м. Тоннель проводили в песчаниках с пределом прочности до 10 МПа с помощью буровзрывных работ. Протяженность тоннеля 10747 м.

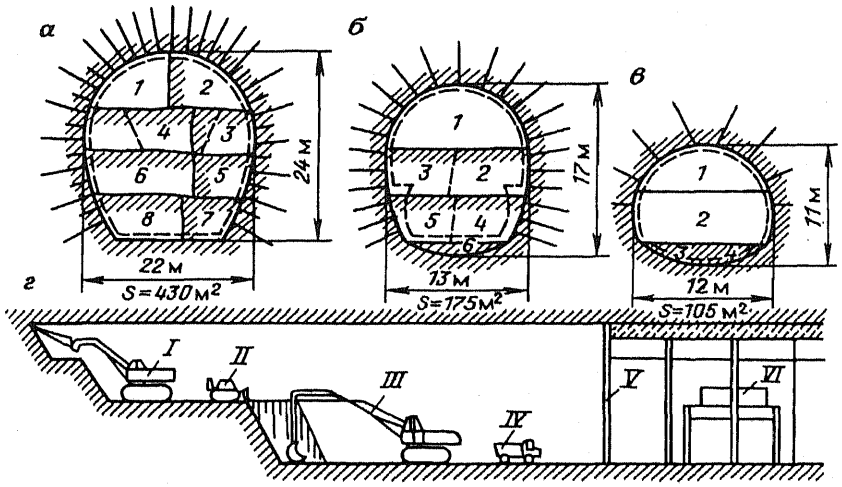


Рис. 5.32. Схема производства работ способом ступенчатого забоя:
а, б, в — виды поперечных сечений выработок; *г* — продольный разрез выработки, *I* — комбайн со стреловидным рабочим органом; *II* — бульдозер; *III* — экскаватор с обратной лопатой; *IV* — автосамосвал; *V* — опалубка; *VI* — перестановщик опалубки; *1–8* — последовательность разработки сечения забоя

Верхнюю часть площадью 55 м^2 разрабатывали с помощью буровзрывных работ с 70 шпурами в сечении тоннеля (диаметр шпуров 48 мм, глубина 1,5 м), используя клиновой вруб. Для обуривания забоя применяли двухстреловые бурильные установки с гидромашинами «Атлас-Копко Бумер Н-135» — одну в калотте, другую в уступе. В качестве ВВ использовали аммон-гелигнит-3 с расходом 0,6 кг на 1 м^3 породы.

По контуру сечения тоннеля было установлено 12 анкеров длиной 4 м, шаг между рядами анкеров ежедневно согласовывали между собой заказчик и подрядчик в зависимости от качества породы. Крепь из набрызгбетона возводили с помощью трех машин «Менадиер GM-090», сухую смесь доставляли автосамосвалами. Отскок составлял 25–30%. Расчетная прочность набрызгбетона 25 МПа.

Погрузку породы, а также разработку наклонного съезда с верхней части тоннеля выполняли погрузчиком CAT-973 или экскаватором «Бройт-Х-41». Обратный свод разрабатывали экскаватором с обратной лопатой 07-RH-9. Думперы вывозили породу к промежуточному отвалу в тоннеле, откуда ее удаляли в обычных автосамосвалах и затем использовали при устройстве железнодорожной насыпи.

Возведение бетонной обделки было стандартным во всех тоннелях данной железнодорожной линии. В тоннеле Ландрюкен обделку толщиной 30 см выполняли с использованием итальянской опалубки «Сифа». До установки опалубки в тоннеле со специальных тележек осуществляли

очистку профиля и проводили гидроизоляционные работы с помощью полихлорвиниловой пленки при двойной термической сварке листов. Секции опалубки имели длину 11 м, работали 3 комплекта опалубки. Работы по возведению обделки выполняли при производительности 1 секция в смену (22 м/сут).

Проходку тоннеля вели со средней скоростью 7 м/сут (при двухсменной работе по 11 ч). Наивысшая производительность по проходке — 10,5 м/сут. Средняя продолжительность цикла 4,5 ч при заходке за цикл 1,4—1,5 м.

СПОСОБ ПИЛОТ-ТОННЕЛЯ

Сущность способа состоит в том, что при строительстве основного тоннеля параллельно его оси со значительным опережением (100—250 м) проводят вспомогательный тоннель или штольню небольшого сечения. Отсюда и название способа — с передовой, опережающей (пилот-) штольней или тоннелем. Способ наиболее целесообразен при строительстве протяженных тоннелей глубокого заложения, в которых детальные геологоразведочные изыскания затруднены и не позволяют достоверно оценивать и прогнозировать инженерно-геологические условия по их трассе. В отдельных случаях передовую штольню или пилот-тоннель проводят до начала проведения основного тоннеля. Способ используют при строительстве протяженных железнодорожных тоннелей, например Северо-Муйского на трассе БАМа, подводных тоннелей (тоннель под Ла-Маншем, тоннель Сейкан в Японии и др.).

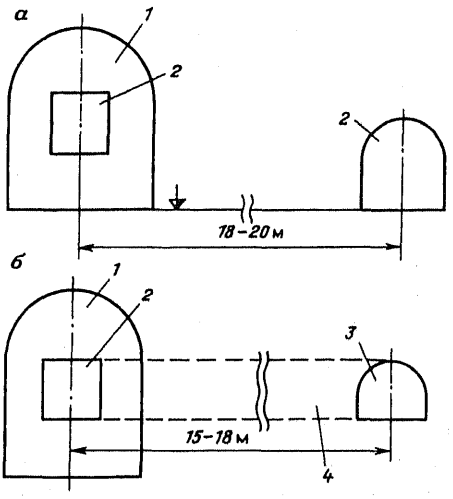


Рис. 5.33. Варианты взаимного расположения основного тоннеля и пилот-тоннеля (штольни) при одноштольневом (*а*) и двухштольневом (*б*) вариантах:
1 — основной тоннель; *2* — пилот-тоннель (штольня); *3* — вспомогательная штольня; *4* — диагональная сбойка

С точки зрения геомеханики способ находит применение в крепких малотрещиноватых породах, не требующих использования временной крепи, или предусматривает ее ограниченное применение.

Возможны следующие варианты расположения пилот-тоннеля или штольни (иногда ее называют транспортно-дренажной штольней — ТДШ) и забоя основного тоннеля (рис. 5.33): пилот-тоннель рас-

полагается слева или справа от основного тоннеля (расстояние между осями тоннелей на отметке почвы составляет 18—20 м) или в его центре.

Базовым вариантом следует считать *двухштольневую схему*, при которой используют две штольни: основную, расположенную в центре сечения или у подошвы тоннеля, и вспомогательную, которую проводят параллельно основной и сбивают с последней диагональными сбойками через каждые 150—200 м. Расстояние между осями штолен принимают в пределах 16—20 м. Забои основной и вспомогательной штолен опережают забой тоннеля на 100—120 м (рис. 5.34). Размеры поперечного сечения штолен принимают в пределах 8—9 м^2 (3 ×3 м). Штольни проводят по типовой технологии с применением буровзрывных работ. Породу от их проведения концентрируют на вспомогательной штольне и затем вывозят по ней к порталу. Проведение собственно тоннеля сводится к расширению основной штольни до проектных размеров. Расширение осуществляют взрыванием веера радиально расположенных шпуров, которые выбуривают из центральной штольни. Расположение

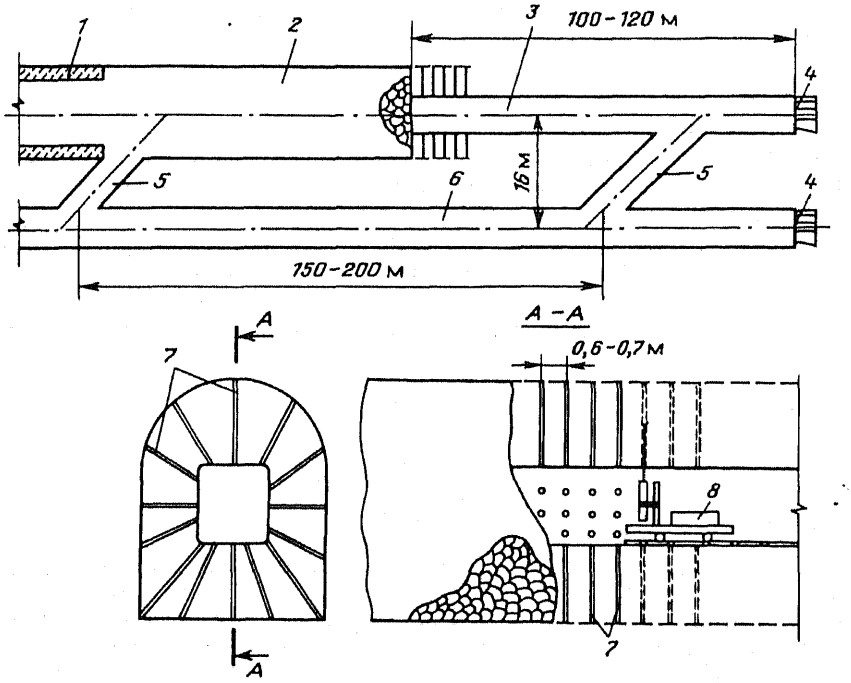


Рис. 5.34. Технологическая схема строительства тоннеля способом пилот-тоннеля:
1 — обделка тоннеля; *2* — основной тоннель; *3* — основная штольня; *4* — забои передовых штолен; *5* — диагональные сбойки; *6* — вспомогательная штольня; *7* — шпуры расширения; *8* — установка для бурения шпуров расширения

шпуров в веере и расстояние между веерами (шаг) принимают в зависимости от крепости пород. В средних условиях оно составляет 0,6—0,7 м (см. рис. 5.34). Бурение веера шпуров в центральной штольне осуществляют колонковыми перфораторами бурильной установки на рельсовом ходу. Взрывные работы ведут так, чтобы забой тоннеля продвигался нависающим уступом. Одновременно взрывают несколько (4—6) рядов вееров с увязкой объема взрываемой породы с общей организацией работ в тоннеле. Для погрузки применяют погрузочные машины тяжелых модификаций или подземные экскаваторы. Транспортируют породу самосвалами. Возведение обделки осуществляют по типовой тоннельной технологии.

Расширять штольню можно как путем обуривания сечения веерными скважинами из передовой штольни, так и с помощью горизонтальных шпуров, располагаемых параллельно оси тоннеля. В качестве примера применения такого варианта приведем опыт строительства тоннеля в КНР.

Тоннель проходили способом пилот-штольни с ее расположением в центре сечения тоннеля. Размеры штольни: ширина — 2,8 м, высота — 3,2 м. Раскрытие сечения тоннеля производили буровзрывным способом с бурением как веерных скважин, так и горизонтальных шпуров (рис. 5.35). Скважины диаметром 100 мм бурили с шагом 2 м по длине штольни и не добуривали до контура тоннеля на 1 м, образуя по контуру породную «корку». Приконтурную «корку» отбивали горизонтальными шпурами, которые бурили после взрывания скважин в веере и погрузки породы. Взрывание скважин производили на длину 4 м (3 веера). Горизонтальные шпуры диаметром 40 мм бурили глубиной 4 м. Шаг шпуров по периметру был равен 0,4—0,5 м. Расход ВВ на 1 м контурного шпура составлял 0,3—0,4 кг, что обеспечивало получение ровного контура тоннеля. Интересно отметить, что во избежание переваливания устья штольни породой при взрывании скважин применяли опережение нижней части

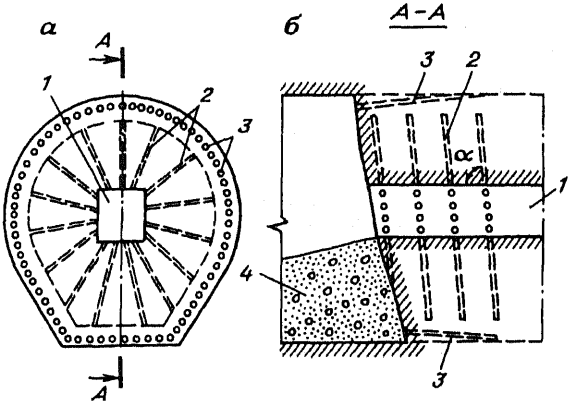


Рис. 5.35. Вариант раскрытия сечения основного тоннеля способом пилот-штольни:
а — сечение тоннеля; *б* — продольный разрез; *1* — центральная штольня; *2* — веерные скважины; *3* — контурные шпуры; *4* — отвал породы

забоя (так называемый нависающий уступ), при этом скважины бурили с наклоном на забой под углом 85—87° к оси тоннеля.

Способ пилот-тоннеля имеет ряд существенных достоинств:

- детальное изучение инженерно-геологических условий по трассе тоннеля в результате опережающего проведения штолен;
- упрощенная вентиляция тоннеля;
- возможность совмещения во времени работ по бурению, погрузке и транспортированию породы;
- комплексная механизация проходческих работ;
- возможность использования штольни во время эксплуатации тоннеля для его вентиляции, прокладки коммуникаций, передвижения инспекторского надзора по трассе тоннеля, а также боковой штольни в качестве запасного выхода в случае аварийной ситуации и др.

Наиболее существенным недостатком способа является дополнительный объем работ по проведению штолен и требование высоких скоростей их проведения, для чего в современной практике используют проходческие комбайны.

ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ОБДЕЛКИ В ТОННЕЛЯХ

Возведение обделки в тоннелях является одним из наиболее сложных и трудоемких процессов, во многом предопределяющих скорость их строительства. Качественно возведенные конструкции обеспечивают надежность, долговечность и высокие эксплуатационные характеристики тоннеля.

В большинстве случаев в качестве материала обделки применяют монолитный бетон класса В-15 и В-20 и лишь в отдельных случаях — В-25 и В-30 или набрызгбетон. Реже применяют монолитные железобетонные конструкции, в основном, в тоннелях с большими пролетами и в сейсмически опасных районах.

Свойства и достоинства монолитного бетона достаточно полно освещены в технической литературе. Выделим лишь важнейшие технологические характеристики. Известно, что пластичное состояние бетонной смеси в момент ее укладки дает возможность использовать ее для создания конструкции любой формы и размеров. При этом важнейшими характеристиками бетонной смеси являются подвижность, обеспечивающая транспортирование смеси без расслоения на требуемое расстояние, удобоукладываемость, обеспечивающая распределение смеси в опалубке любой конструкции, и, наконец, формуемость, позволяющая без расслоения уплотнять уложенную бетонную смесь.

Перечисленные характеристики бетонной смеси и высокое качество затвердевшего бетона достигают при применении обычного портландцемента путем введения в смесь специальных добавок:

- уплотняющих (водорастворимая полиамидная смола, жидкое стекло);
- пластифицирующих (триполифосфат и др.);
- воздухововлекающих (синтетические поверхностно-активные добавки).

Наилучшего результата достигают введением комплексной добавки, содержащей в определенном отношении несколько перечисленных.

В последние годы в зарубежной практике тоннелестроения наметились две тенденции улучшения прочностных характеристик бетона — это применение сталефибробетона и добавление микрокремнезема в бетонную смесь. Преимущества сталефибробетона отмечены выше. Что касается микрокремнезема, то он может быть использован в виде силикатной пыли или аэросила. Силикатная пыль (микросиликат) — побочный продукт ферросплавного производства представляет собой частицы диоксида кремния, которые в 1000 раз меньше частиц цемента. Аэросил — сырье для нефтехимической промышленности. По составу он схож с силикатной пылью. Размер частиц аэросила на порядок ниже, чем у силикатной пыли. Добавка микрокремнезема в воду при затворении бетона (4—7% массы цемента) обеспечивает:

• повышение в несколько раз прочностных характеристик и водонепроницаемости;

• уменьшение усадки, возрастание коррозионной стойкости, адгезии к стали и старому бетону.

Добавку кремнезема в набрызгбетон уже широко используют во многих странах мира (США, Канада, Австрия, Норвегия, Германия и др.).

Проходческие работы по длине тоннеля ведут по поточной технологии. При этом проходческие работы и возведение обделки можно выполнять по двум основным схемам: последовательной и параллельной.

При *последовательной* схеме тоннель проводят на полную либо на достаточно большую длину. Затем проходческие работы останавливают и приступают к возведению обделки на пройденном участке. Эту схему применяют в крепких, устойчивых породах, допускающих временное крепление тоннеля в течение длительного времени.

При *параллельной* схеме проходческие работы (т.е. работы по выемке породы) и возведение обделки совмещены во времени, но разнесены по длине тоннеля. Отставание возведения обделки от забоя зависит от ряда факторов и составляет примерно 75—100 м. Эту схему применяют в породах, не допускающих временного крепления тоннеля в течение длительного времени. Сравнительно редко бетонную обделку возводят непосредственно в забое вслед за его подвиганием, при этом бетонные работы включают в проходческий цикл. В практике такая схема носит название *совмещенной*.

Возведение бетонной обделки складывается из подготовительных работ, монтажа опалубки, приготовления и транспортирования бетонной смеси и укладки ее за опалубку.

Подготовительные работы включают, в основном, подготовку участка тоннеля к бетонированию, очистку породной поверхности от заколов и вывалов, укладку пути для перемещения опалубки и др.

Опалубки, применяемые для бетонирования, в конструктивном отношении подразделяют на инвентарные (сборно-разборные) и передвижные механизированные. Сборно-разборные опалубки позволяют возво-

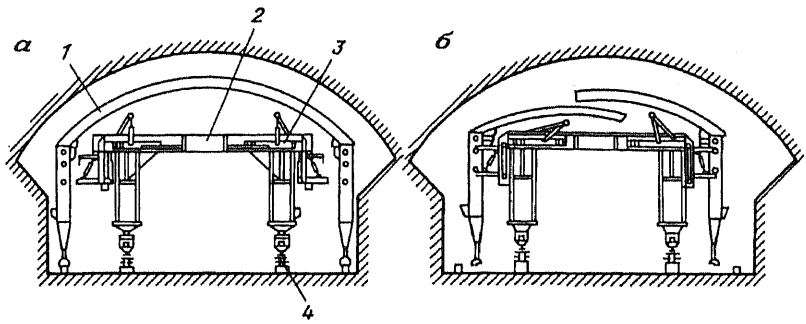


Рис. 5.36. Тоннельная шарнирно-складывающаяся механизированная опалубка в рабочем (*а*) и транспортном (*б*) положениях:
1 — опалубочная поверхность; *2* — портальный перестановщик; *3* — тележка манипулятора; *4* — рельсовый путь:

дить обделку как на полное сечение тоннеля, так и отдельно свода, стен, лотка при раздельном бетонировании его частей. Передвижные механизированные опалубки применяют для бетонирования тоннеля сразу на полное сечение.

Сборно-разборная опалубка состоит из отдельных стальных коробчатых элементов — тюбингов, которые соединяют болтами в секции длиной 1—1,5 м. Монтаж и демонтаж секций опалубки осуществляют рычажным перестановщиком-эректором, который перемещается по рельсовому пути, расположенному на консолях ранее установленных секций. Для фиксирования секций опалубки используют анкеры.

Механизированная шарнирно-складывающаяся опалубка состоит из крупноблочных элементов, формирующих опалубочную поверхность. Часто применяют 3 элемента: один сводовый и два боковых. Для возведения обделки сводов тоннелей используют двухэлементную опалубку при сохранении общей компоновки конструкции (рис. 5.36). Секции соединены между собой шарнирами, что позволяет складывать опалубку, отрывая ее от поверхности бетона. Секции опалубки размещены на портальной тележке, перемещающейся по рельсовым путям, и соединены с ней домкратами. Именно с помощью домкратов отрывают секции опалубки от бетона и выводят ее на проектный контур перед бетонированием. Опалубка этого типа выполнена из секций длиной 3—12 м. Передвижение опалубки осуществляют по рельсовому пути с помощью специальных электродвигателей.

Самоходные передвижные опалубки существенно сокращают затраты труда, связанные с маневрами опалубочными элементами (отрыв и установка в проектное положение), их передвижением. Кроме того, они обладают большей жесткостью, что имеет значение для получения точного проектного контура тоннеля. Существенным недостатком этих опалубок является высокая металлоемкость и стоимость. На 1 м^2 опалубки приходится до 300—350 кг металла.

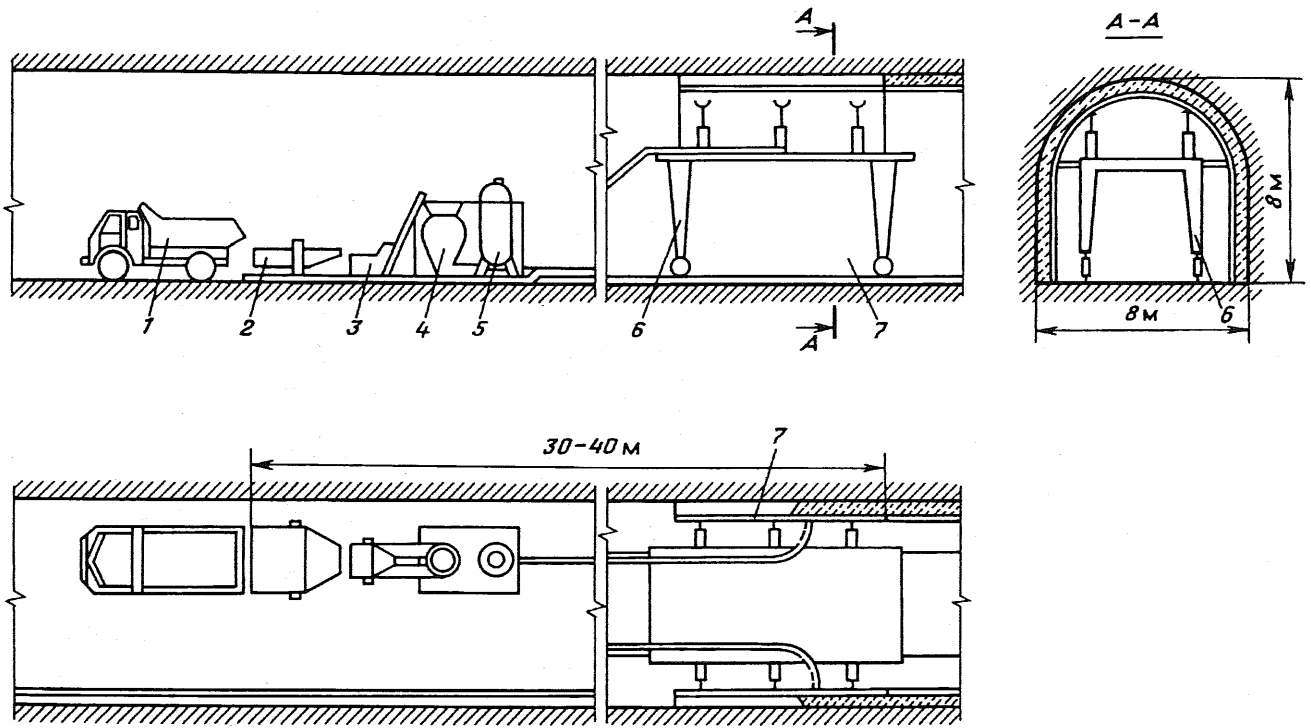


Рис. 5.37. Схема возведения монолитно-бетонной обделки в тоннеле сечением 60–90 м^2:
1 — автосамосвал; *2* — бункер-перегружатель; *3* — скиповой подъемник; *4* — пневмобетоноукладчик; *5* — ресивер; *6* — перестановщик опалубки; *7* — секция опалубки

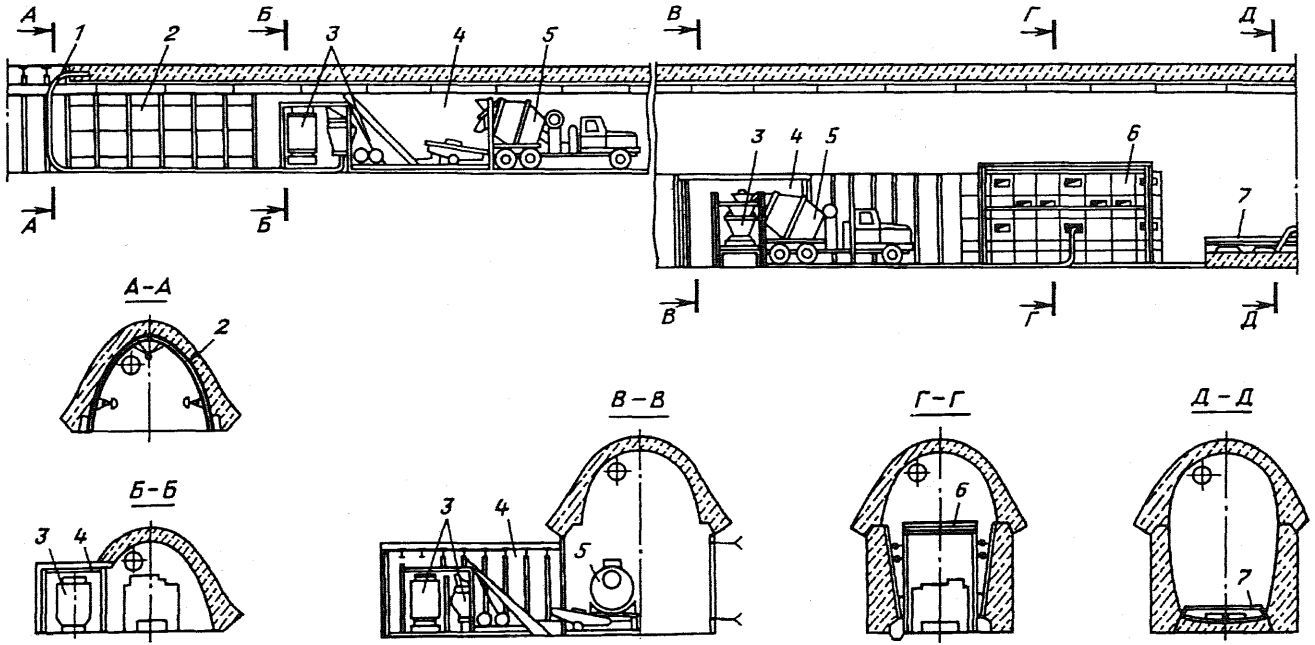


Рис. 5.38. Схема возведения монолитно-бетонной обделки в однопутевом железнодорожном тоннеле:
1 — бетоновод; *2* — механизированная опалубка свода; *3* — бетоноукладочная установка; *4* — ниша для бетоноукладочной установки; *5* — автобетоносмеситель; *6* — передвижная стеновая опалубка; *7* — опалубка лотка

Укладку бетонной смеси за опалубку осуществляют механизированным способом, для чего используют бетононасосы и пневмобетоноукладчики. При этом в тоннелестроении предпочтение отдают бетононасосам, так как по сравнению с пневмобетоноукладчиками они обеспечивают более равномерную подачу бетона без расслаивания, высокую производительность и бóльшую дальность транспортирования по горизонтали и вертикали. Бетонную смесь подают по бетоноводу диаметром 150 мм, состоящему из труб и колен с быстроразъемными соединениями. Принципиальная схема возведения бетонной обделки приведена на рис. 5.37.

Для укладки бетона применяют один или два бетононасоса и два бетоновода для равномерной загрузки опалубки. Бетоноводы размещают на специальных тележках и обычно располагают впереди опалубки. Это исключает частую переборку их звеньев при перестановке опалубки. Бетоновод вводят за опалубку через специальные окна (люки) или в ее торец так, чтобы высота падения смеси не превышала 2 м. Смесь укладывают слоями толщиной 20—30 см и уплотняют глубинными вибраторами, причем нижележащий слой при его перекрытии следующим должен сохранять способность разжижаться при вибрировании.

При ведении бетонных работ важным вопросом является длительность выдерживания бетонной смеси в опалубке. От этого зависят темпы

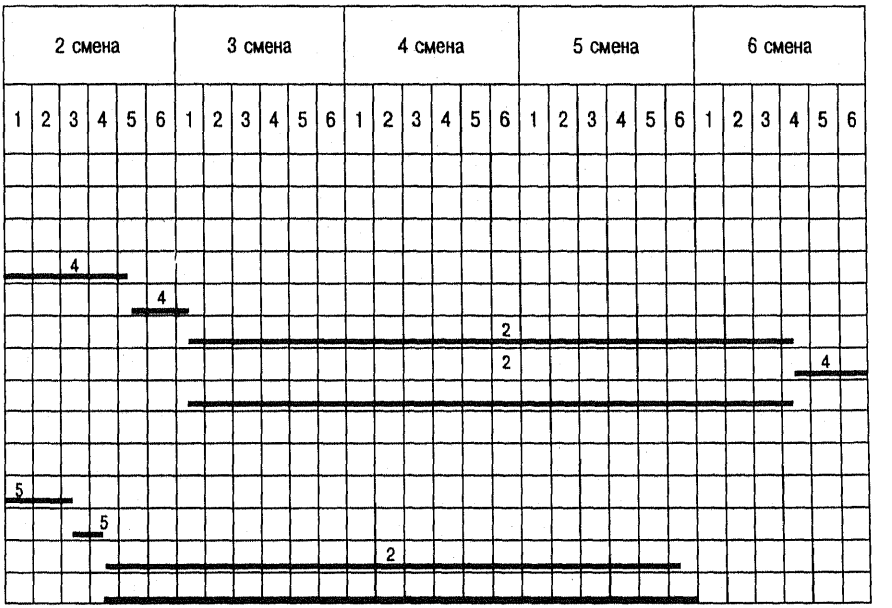
Элемент обделки	Наименование работ	Объем работ	Трудоемкость, чел.-ч	1 смена					
				1	2	3	4	5	6
Свод	Подготовка выработки под бетонирование, м^2	93,6	7,5		4				
	Очистка основания для опалубки, м^2	72	10,5				4		
	Укладка направляющих под опалубку, м	9	5						4
	Передвижка и установка опалубки, число секций	1	18,7						
	Установка торцевой опалубки, м^2	7	7,4						
	Укладка бетона за опалубку, м^3	63	41,6						
	Сборка и разборка бетоновода, м	25	10,8						
	Вспомогательные работы	–	–						
Стена	Укладка и разборка рельсового пути под опалубку, м	9	9,9	5					
	Перестановка опалубки, число секций	1	17,4				5		
	Сборка и разборка бетоновода, м	30	12,9						
	Устройство торцевой опалубки, м^2	6,6	7,3						
	Укладка бетона за опалубку, м^3	59,4	39,2						
	Вспомогательные работы	–	–						

Рис. 5.39. График организации работ по возведению монолитно-бетонной обделки в
щих операцию)

возведения обделки. В соответствии с существующими нормами распалубка бетонных конструкций допускается при достижении бетоном 75% проектной прочности, т.е. примерно через 12 сут. При использовании добавок-ускорителей этот срок может быть сокращен до 4—7 сут.

При возведении монолитной бетонной обделки очень важно получить высококачественную поверхность. Для этого необходимо дальнейшее совершенствование технологии приготовления бетонной смеси, повышение качества цемента и заполнителей, применение различных поверхностно-активных добавок на основе высокомолекулярных полимеров. Не менее важную роль играют опалубочные поверхности, обеспечивающие минимальную адгезию (прилипание) бетона к поверхности опалубки. Для уменьшения адгезии применяют покрытие опалубки листовыми или пленочными полимерными материалами (типа фторопласта, полипропилена, полиэтилена, гетинакса и др.). В США применяют опалубку из полимерных материалов на основе полиэфирной смолы, армированной стекловолокном. Перед укладкой бетонной смеси опалубку смазывают специальным составом, позволяющим легко отделять ее от бетона. Такая опалубка отличается долговечностью.

Улучшению качества бетонной поверхности способствует применение высокоэффективных смазок. К таким смазкам можно отнести, например, используемые при возведении обделки из монолитно-прессованного бе-



однопутевом железнодорожном тоннеле (цифрам указано число рабочих, выполняю-

тона смесь жидких и густых минеральных масел, суспензию водонепроницаемого расширяющегося цемента в масле, известковое или трепельное молоко. Также эффективна применяемая при производстве сборных железобетонных конструкций и изделий эмульсионная смазка типа ОЭ-2 в сочетании с подстилающим слоем из коллоидного цемента, раствора или клея. Операции по очистке опалубки от бетона и смазке самой опалубки должны быть механизированы, что особенно трудно из-за узкого заопалубочного пространства. Уплотнение бетонной смеси вблизи поверхностного слоя следует осуществлять поверхностными вибраторами небольшой мощности (прикрепленными к опалубке) в сочетании с глубинными вибраторами. В случае использования литых бетонных смесей большинство дефектов поверхности обделок не имеет места.

Технологическая схема возведения обделки однопутного тоннеля и график организации работ приведены на рис. 5.38 и 5.39.

5.4. СПОСОБЫ ПЕРЕСЕЧЕНИЯ ТОННЕЛЕМ НАРУШЕННЫХ ЗОН И УКРЕПЛЕНИЯ ПОРОДЫ В ЗАБОЕ

Часто нормальный ход тоннельных работ резко нарушается из-за изменившихся горно-геологических или тектонических условий, например, при пересечении зон разломов, заполненных дробленым водонасыщенным грунтом, неустойчивым, текучим и несвязным. Такой грунт, как правило, не поддается разработке с применением обычных технологических приемов, и проходческие работы останавливаются. Преодоление таких зон при проведении тоннеля, особенно способом сплошного забоя, является чрезвычайно сложной инженерной задачей, для ее решения требуется иногда значительное время: от нескольких месяцев до нескольких лет.

Сравнительно недавно в Колумбии при проведении тоннеля ГЭС «Гуавио» (сечение тоннеля 61,6 м^2, длина 5260 м) более трех лет ушло на преодоление 70-метрового участка нарушенных песчаников и глин с большим притоком воды под давлением 1,8–2 МПа. Подобных примеров множество как за рубежом, так и в нашей стране (пересечение разлома Северо-Муйским тоннелем на БАМе).

СПОСОБЫ ПЕРЕСЕЧЕНИЯ НАРУШЕННЫХ ЗОН И ТЕКТОНИЧЕСКИХ РАЗЛОМОВ

При ухудшении гидрогеологических и геомеханических условий с технологической точки зрения целесообразно продолжать проведение тоннеля способом сплошного забоя, не меняя ни технику, ни технологию проходческих работ. Целесообразно лишь уменьшить величину заходки за цикл.

В зависимости от характера и степени ухудшения условий проведения можно применять следующие способы.

При незначительном ухудшении условий в трещиноватых скальных вывалоопасных породах можно переходить на крепление тоннеля *двойным набрызгбетоном*, суть которого заключается в следующем. После взрыва зарядов и оборки профиля на поверхность породы

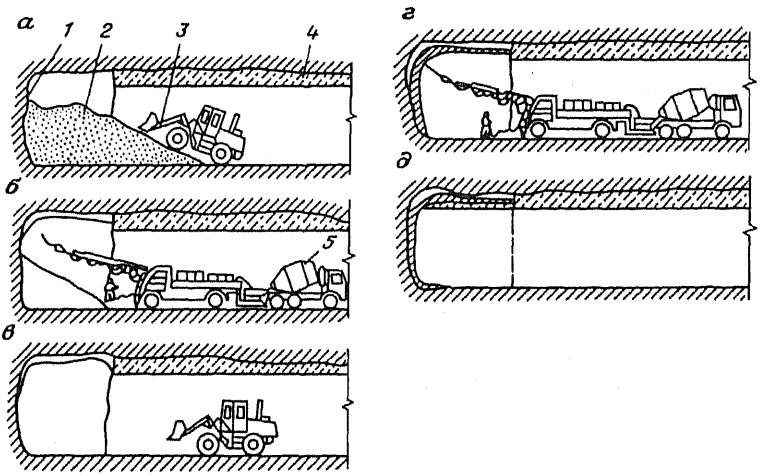


Рис. 5.40. Технология производства работ при креплении тоннеля двойным набрызгбетоном (тоннель Кармсунд, Норвегия):
а — частичная уборка породы после взрыва; *б* — нанесение первого слоя набрызгбетона; *в* — окончательная уборка породы; *г* — второй этап нанесения набрызгбетона; *д* — заходка по окончании цикла работ; *1* — поверхность забоя; *2* — отвал породы после взрыва; *3* — погрузчик; *4* — бетонная обделка; *5* — смеситель

автоматизированным способом наносится первый слой набрызгбетона толщиной 5—7 см, а после уборки породы во время обуривания забоя устанавливают анкеры с использованием специального оборудования, позволяющего бурить шпуры, устанавливать в них ампулы с полимерным раствором и сами анкерные стержни. Через несколько заходок, после того как произошли основные перемещения кровли и стен тоннеля, наносят по сетке второй слой набрызгбетона толщиной 8—10 см. Таким образом, крепь состоит из анкеров, металлической сетки и набрызгбетона толщиной до 15 см. Такая крепь, обладая большой несущей способностью, в состоянии воспринять давление от веса вывалов породы. Обычно в трещиноватых вывалоопасных породах глубина анкеров составляет 4—6 м с шагом 1—1,2 м.

На рис. 5.40 показана схема пересечения подводным тоннелем Кармсунд (Норвегия) зоны плотных песков с включением туфа. Проведение осуществляли короткими заходками с немедленным нанесением дисперсно-армированного набрызгбетона на кровлю. Через короткое время наносили второй слой набрызгбетона, включая плоскость забоя, после чего возобновляли проведение тоннеля.

В практике строительства гидротехнических тоннелей применяют аналог двойного набрызга — так называемый *черновой бетон*. Суть крепления черновым бетоном состоит в следующем (рис. 5.41). После подвигания забоя на 3—4 м на пройденное призабойное пространство надвигают массивную металлическую конструкцию — щит-опалубку

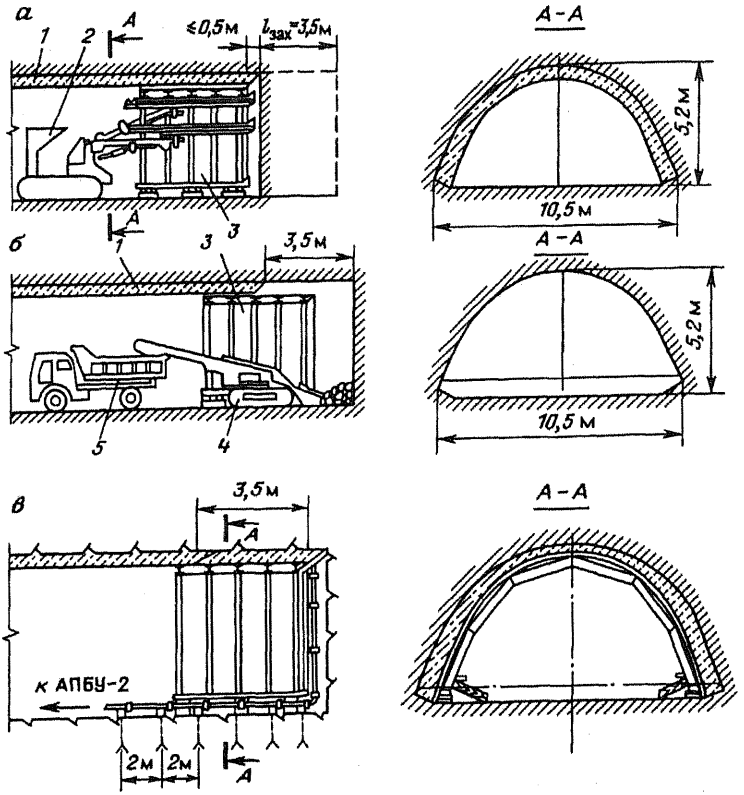


Рис. 5.41. Технология производства работ при креплении тоннеля с применением чернового бетона (крепление водовода Днестровской ГЭС):
а — обуривание забоя; *б* — уборка породы; *в* — бетонирование; *1* — временная бетонная крепь; *2* — буровая установка УБШ-503; *3* — щит-опалубка длиной 4,1 м; *4* — погрузочная машина ПНБ-3Д; *5* — автосамосвал МАЗ-5543

вплотную к забою и осуществляют бетонирование этого участка. Однако бетонирование ведут не на всю проектную толщину бетонной обделки, а сооружают лишь первый ее слой толщиной 300—400 мм. Возведенная бетонная конструкция надежно защищает призабойную зону от вывалов породы. Второй слой бетона, необходимый для доведения обделки до проектной толщины, возводят со значительным отставанием от забоя.

Щит-опалубку выполняют из профильного и листового металла. Для передвижения, установки опалубки в проектное положение и ее демонтажа предусмотрена домкратная система. По сравнению с креплением двойным набрызгбетоном способ чернового бетона имеет ряд существенных недостатков: наличие массивного, металлоемкого щита-опалубки, сложности с его передвижением, установкой и др.

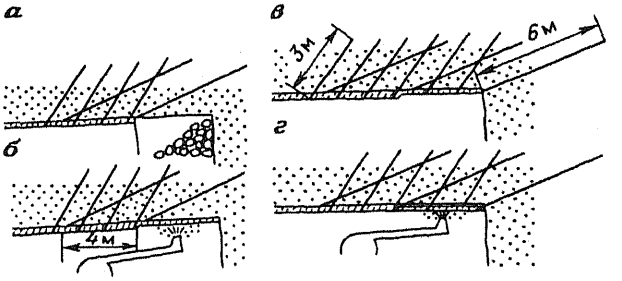


Рис. 5.42. Пересечение зоны нарушенных пород с применением опережающей анкерной крепи (тоннель метрополитена в г. Осло):
а — взрыв; *б* — нанесение первого слоя фибронабрызгбетона толщиной 5 см: *в* — установка наклонных опережающих анкеров длиной 6 м и анкеров в кровле длиной 3 м; *г* — нанесение второго слоя фибронабрызгбетона толщиной 5 см

При дальнейшем ухудшении горно-геологических условий применяют различные модификации опережающей крепи в виде анкеров или защитных экранов из труб.

На рис. 5.42 показано применение *опережающей анкерной крепи* при строительстве тоннеля метрополитена в г. Осло (пролет выработки 13 м, высота 8 м). В нарушенных породах после проходки 3—4 м наносили автоматизированным способом дисперсно-армированный набрызгбетон толщиной 5 см и устанавливали железобетонные анкеры длиной 3 м с шагом 1—2 м и наклоном 60° в сторону забоя. Кроме того, через каждые 4 м устанавливали анкеры длиной 6 м диаметром 24 мм с наклоном 25° к горизонтали. После окончания установки анкеров наносили второй слой набрызгбетона толщиной 5 см.

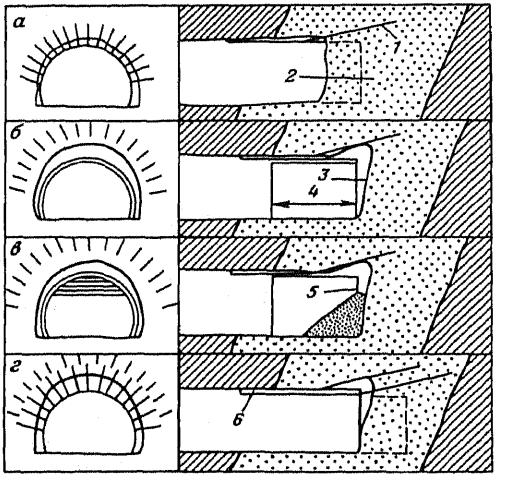


Рис. 5.43. Пересечение нарушенной зоны с применением опережающей анкерной крепи (подводный тоннель Вардо, Норвегия):
а — возведение бетонной обделки и установка опережающих анкеров; *б* — нанесение набрызгбетона и установка опалубки; *в* — бетонирование; *г* — установка следующей очереди опережающих анкеров; *1* — опережающая анкерная крепь; *2* — зона нарушенных пород; *3* — набрызгбетон, *4* — несущая ферма опалубки; *5* — опалубка; *6* — бетонная обделка

На рис 5.43 приведена схема пересечения нарушенной зоны при строительстве подводного тоннеля Вардо (Норвегия). Работы вели с установкой опережающей крепи из анкеров и набрызгбетона. Каждую заходку бетонировали вплотную к забою, поэтому шпуры для следующего ряда анкеров бурили через бетон.

СПОСОБЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО УКРЕПЛЕНИЯ ПОРОДЫ В ЗАБОЕ ТОННЕЛЯ

В основе рассмотренных выше способов преодоления тоннелем нарушенных зон лежат ограждающие тоннель конструкции крепи. Их эффективность имеет определенные границы, за пределами которых необходимо переходить на более сложные и дорогостоящие способы предварительной стабилизации неустойчивых пород на период строительства и эксплуатации тоннелей, среди которых достаточно эффективными в тоннелестроении показали себя способы химического закрепления малоустойчивых пород, наряду с цементацией и др.

Коротко сущность способа химического закрепления пород заключается в инъектировании в неустойчивый массив специальных укрепляющих составов. На рис. 5.44 приведена типовая схема химического закрепления зоны разлома длиной 9 м. В подсводовой части тоннеля бурят один ряд, состоящий из 12 скважин диаметром 86 мм. Нагнетание ведут через манжетные колонны. За рубежом, в Японии, Франции и других странах, химическое закрепление применяют в сочетании с опережающим защитным экраном из труб, установленным в скважины по периметру свода тоннеля.

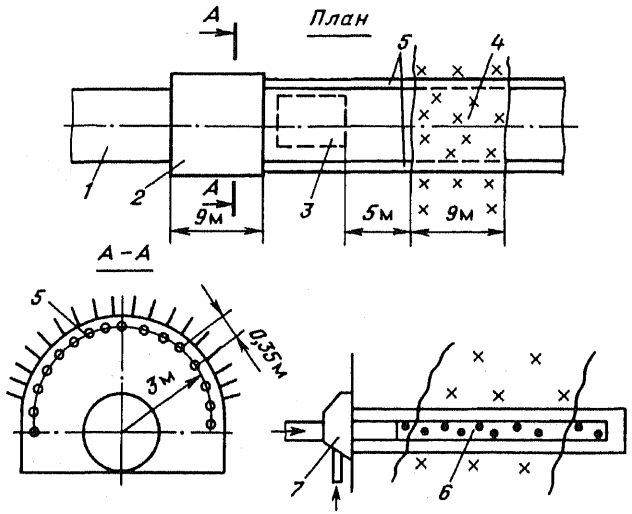


Рис. 5.44. Типовая схема химического закрепления грунта в тоннеле:
1 — тоннель; *2* — камера опережающего крапления; *3* — проходческий тоннельный комбайн; *4* — зона разлома; *5* — скважины; *6* — инъектор; *7* — превентор

Таблица 5.3

Основа растворов	Растворы	Область применения
Цементы и глины	Цементно-глинистые, цементно-песчаные, цементно-песчано-глинистые	Сильно трещиноватые породы с шириной раскрытия трещин 10 мм и более
	Цементно-коллоидные	Тонкотрещиноватые породы с незначительным (менее 0,3 мм) раскрытием трещин и большими скоростями фильтрации
	Цементно-силикатные	Породы со средней и мелкой трещиноватостью обводненные
Силикаты	Водный силиката натрия	Породы с микропроницаемостью, тонкотрещиноватые
	Щавелево-алюмосиликатные	Тонкотрещиноватые карбонатные породы
	Силикатно-фтористокислые	Средне- и тонкотрещиноватые породы со значительными скоростями фильтрации
	Кремнефтористоводородные	Зоны дробления с карбонатным заполнителем
	Силикатно-органические	Трещиноватые породы с песчаным или песчано-глинистым заполнителем трещин
Смолы	Карбамидных смол	То же
	Акриловых смол, полиуретана	Средне- и тонкотрещиноватые породы обводненные
	Акриловых смол, полиизоцианатно-силикатные	Водонасыщенные зоны разлома, заполненные древесно-песчаным заполнителем с глинистыми включениями

В настоящее время созданы новые композиционные материалы, имеющие органическую и органоминеральную основы. Первые содержат полиэфирный олигомер и полиизоцианат, вторые состоят из жидкого стекла и полиизоцианата. Рекомендуемые растворы и области их применения приведены в табл. 5.3.

В нарушенных зонах при коэффициенте крепости пород $f = 0{,}5 \div 1{,}5$ эффективной является опережающая крепь из труб (экран из труб).

На рис. 5.45 приведена принципиальная схема такого экрана, используемого при пересечении тектонических зон. Возможны два способа возведения защитных экранов из труб. Если длина преодолеваемой под защитой экрана тектонической зоны не превышает 30—40 м, в устойчивой зоне тоннеля, за несколько метров до разлома сооружают камеру, из которой по контуру выработки за проектным сечением параллельно оси тоннеля бурят скважины, в которых затем устанавливают трубы экрана (см. рис. 5.45,*а*). Скважины проходят через всю зону слабых пород и забурены на некоторую глубину в устойчивый грунт на противоположной стороне тектонической зоны. Если же длина зоны слабоустойчивых пород превышает 30—40 м, защитный экран устраивают непосредственно из

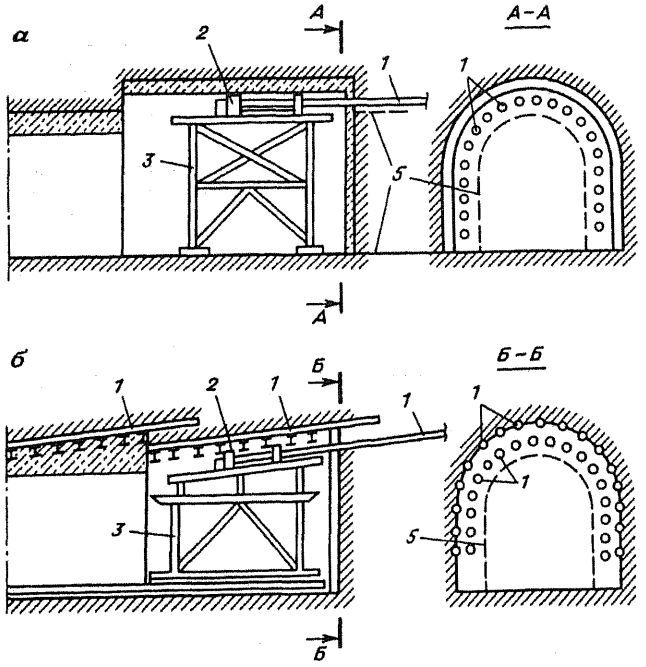


Рис. 5.45. Варианты защитного экрана для пересечения тоннелем зон тектонических нарушений, устраиваемого из камеры (*а*) или из отдельных перекрывающих секций (*б*):
1 — трубы защитного экрана; *2* — буровой станок; *3* — подмости; *4* — камера; *5* — контур выработки

тоннеля. При этом трубы забуривают также за проектным сечением обделки под наклоном в несколько градусов к оси тоннеля. Экран (по длине) создают из отдельных секций длиной 15—30 м, перекрывающих друг друга на 2—4 м (рис. 5.45,*б*).

На рис. 5.46 показан экран из труб при проведении автодорожного тоннеля в Италии. Работы вели методом нижнего уступа с параллельным проведением калотты и уступа.

Под прикрытием экрана из труб проводили тоннель заходками 0,5—2 м с установкой поддерживающих металлических арок. Диаметр труб 60—300 мм, толщина их стенок 5—20 мм, расстояние между трубами 20—60 см. Трубы могут быть перфорированы в случае необходимости инъектирования через них раствора для закрепления грунта.

Для создания защитного экрана в скальных сильнораздробленных породах применяют перфорированные трубы, устанавливаемые в предварительно пробуренные скважины. В трубы нагнетают цементно-песчаный раствор под давлением 1,5—2 МПа, который омоноличивает породу вокруг скважины.

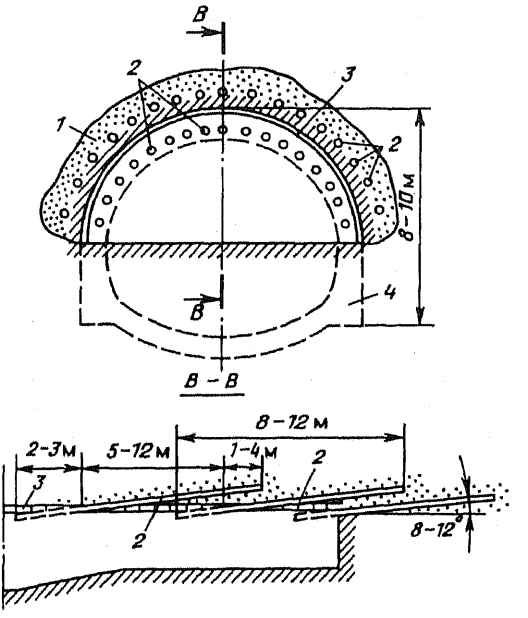


Рис. 5.46. Автодорожный тоннель в Турине (Италия):
1 — затампонированный грунт; *2* — трубы; *3* — арки; *4* — контур выработки

Перед началом бурения скважин в забое возводят стену из монолитного бетона толщиной 250—300 мм, в которой омоноличены отрезки металлических труб, служащих направляющими для бурения скважин. После нагнетания раствора бетонную стену разбирают и приступают к проходческим работам, которые ведут с большой осторожностью с тем, чтобы избежать образования трещин в омоноличенном массиве. Желательно вместо БВР применять комбайны избирательного действия. По мере подвигания забоя устанавливают металлические арки с шагом 0,75—1 м, которые омоноличивают набрызгбетоном.

Скорость ведения проходческих работ зависит от горно-геологических условий и колеблется от 0,5 до 1,5 м/сут. Например, зона нарушенных пород протяженностью 50 м на автодорожном тоннеле Аобаяма (Япония) сечением 61 м^2 была пересечена за 35 рабочих дней. Иногда вместо экрана из труб применяют опережающую крепь из монолитного бетона.

Так, при проведении двухпутных железнодорожных тоннелей во Франции была применена *опережающая бетонная крепь*. Тоннели площадью 95 м^2 проходили в глинах новоавстрийским способом. Размеры опережающей калотты 13 × 5,7 м. По контуру забоя с помощью самоходной установки с баровым, т.е. цепным, исполнительным органом прорезали щель (прорезь) шириной 18 см глубиной 3 м и длиной по дуге 18 м. В полученную прорезь нагнетали бетонную смесь на глиноземистом цементе. Через 16—18 ч, когда бетон достигал прочности при сжатии 10 МПа, разрабатывали забой заходками 2—2,5 м, устанавливая металлические арки под бетонную крепь. Разработку вели гидравлическим экс-

каватором, породу вывозили думперами. На расстоянии 25 м от забоя возводили монолитную бетонную обделку толщиной 30 см. Суточная скорость проведения составляла от 1,8 до 2,7 м. Аналогичную опережающую крепь применяли и в других тоннелях, сооружаемых в слабых глинистых грунтах.

5.5. ТЕНДЕНЦИИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ГОРНЫХ СПОСОБОВ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ В ПОРОДАХ КРЕПКИХ И СРЕДНЕЙ КРЕПОСТИ

Как видно из приведенных примеров, современные темпы строительства тоннелей горным способом в породах крепких и средней крепости могут быть весьма высоки. Например, в Норвегии скорость проведения автодорожного тоннеля под проливом Хитра пролетом 11,6 м и высотой 7,6 м составила 96 м в неделю в каждом забое, а автодорожного тоннеля Манхеллер — 80 м в неделю и т.п. Следует обратить внимание на то, что были устойчивы как максимальные, так и средние скорости проведения тоннеля за весь период его строительства.

Анализ передового опыта строительства тоннелей последних лет показывает, что подобные результаты нельзя трактовать как случайные рекордные показатели. Они являются следствием глубоко продуманного комплекса мероприятий, обусловливающего высокий уровень технологии строительства тоннелей горным способом.

Сущность высокой технологии определяется следующими критериями:

- проведение тоннелей способом сплошного забоя (при их высоте до 7—8 м) или способом нижнего уступа (при большей высоте) при одновременном проведении верхней части сечения и нижнего уступа (ступенчатый способ). При этом должна быть обеспечена безопасность подземных работ;
- преодоление отдельных нарушенных зон породы по трассе тоннеля без изменения принятого способа проведения, т.е. без перехода на поэтапные или штольневые методы разработки поперечного сечения;
- при высоте всего сечения тоннеля или верхней его части (при способе нижнего уступа) примерно до 7 м бурение горизонтальных шпуров одной или двумя самоходными установками на 2—3 гидравлические буровые машины каждая. При большей высоте сечения тоннеля, проходимого сплошным забоем, взамен буровых установок могут быть применены буровые портальные агрегаты (буровые рамы), оснащенные 4—6 гидравлическими буровыми машинами. Нижний уступ можно обуривать с помощью самоходных установок как наклонными, так и горизонтальными скважинами;
- крепление тоннеля анкерами и набрызгбетоном. На нарушенных участках по трассе применение опережающей крепи из анкеров или труб в сочетании с арочной крепью, также возможно укрепление породы растворами;

• погрузка пород экскаваторами, ковшовыми погрузчиками или машинами с нагребающими лапами. При проведении тоннеля способом нижнего уступа в верхней части сечения возможно применение погрузочно-доставочных машин;

• транспортирование породы в вагонетках или автосамосвалах. В длинных тоннелях может оказаться целесообразной схема перегрузки породы из промежуточного отвала, устраиваемого в тоннеле;

• бетонирование обделки в передвижной опалубке на значительном расстоянии от забоя или после окончания проведения тоннеля на полную его длину;

• оборудование, применяемое для строительства тоннеля, должно отвечать современным требованиям;

• рабочие, занятые на подземных работах, должны иметь высшие квалификационные разряды. Численность рабочих для обслуживания машин и механизмов минимальна;

• проходку и бетонирование сопровождают комплексом измерений деформаций крепи и породы для обеспечения проведения мониторинга подземных работ.

ГЛАВА 6
СТРОИТЕЛЬСТВО ТОННЕЛЕЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ КОМБАЙНОВ И ТОННЕЛЕПРОХОДЧЕСКИХ КОМПЛЕКСОВ

6.1. СУЩНОСТЬ СПОСОБА И УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ

Строительство тоннелей с помощью комбайнов имеет много общего с комбайновой технологией проведения обычных горных выработок в условиях горнодобывающих предприятий. Это касается основных принципов разрушения породы рабочими органами комбайнов, типов используемых комбайнов, применяемых решений о компоновке механизмов. Все эти вопросы подробно и полно рассмотрены в томе I учебника в соответствующих разделах.

В настоящей главе в основном будет обращено внимание на технологические особенности применения комбайнов в тоннелях, специфику использования тоннелепроходческих комплексов и современные тенденции их совершенствования.

Комбайновую технологию строительства тоннелей с механизированной разработкой горной породы используют в широком диапазоне крепких пород и пород средней крепости. Существующие конструкции комбайнов можно применять в породах с пределом прочности при сжатии до 200 МПа. Комбайновую технологию широко используют при строительстве тоннелей различного назначения и, в отличие от буровзрывной,

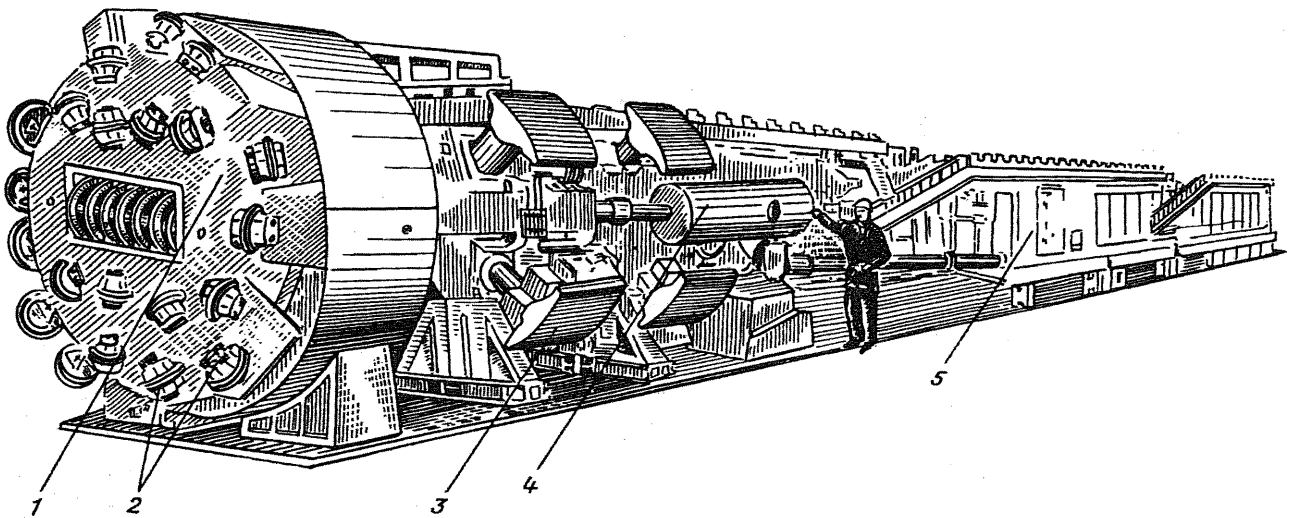


Рис. 6.1. Общий вид тоннелепроходческого комплекса бурового типа на стенде:
1 — рабочий орган бурового типа; *2* — дисковые шарошки; *3* — опорные плиты распорного устройства; *4* — домкраты передвижения (шагания); *5* — закомбайновый конвейерный комплекс

она обладает существенными преимуществами. Во-первых, сохраняется целостность законтурного массива тоннеля, что создает наиболее благоприятные условия поддержания тоннеля, особенно при круговой форме поперечного сечения, и в ряде случаев позволяет отказаться от временной крепи. Во-вторых, исключается излишняя выемка породы и уменьшается толщина возводимой бетонной обделки, вследствие этого существенно улучшаются технико-экономические показатели. Снижается также объем заполнительной цементации.

Как и при проведении горизонтальных горных выработок, основным элементом комбайновой технологии в тоннелях является проходческий комбайн, с помощью которого механизируют основные проходческие операции. Однако для тоннелей типично использование вместе с комбайном удлиненных высокопроизводительных конвейеров, образующих так называемые комбайновые комплексы.

Комбайновый комплекс состоит из двух блоков оборудования (рис. 6.1) — собственно комбайна и закомбайнового конвейерного комплекса.

С помощью комбайна осуществляют разрушение породы в забое, ее погрузку и подачу посредством короткого комбайнового конвейера на закомбайновый портальный конвейер-перегружатель. Закомбайновый ленточный конвейер-перегружатель представляет собой передвижную жесткую опорную металлоконструкцию портального типа, располагаемую на специальных тележках на рельсовом пути. На портальной конструкции находятся роликоопоры, образующие роликовый став, предназначенный для поддержания обеих ветвей конвейерной ленты, придания ей лотковости и обеспечения устойчивости ее движения. Длина портальной конструкции достигает 90—100 м, ширина ленты до 800—900 мм. Ленточный конвейер-перегружатель оборудован приводными устройствами для создания необходимого тягового усилия и обеспечения заданной скорости движения ленты. Кроме того, он снабжен приводом передвижения по рельсовому пути.

Под разгрузочную консоль конвейера подают составы вагонов, в которых разрушенную породу транспортируют к отвалу тоннеля для разгрузки.

6.2. КЛАССИФИКАЦИЯ КОМБАЙНОВ И ТОННЕЛЕПРОХОДЧЕСКИХ МАШИН

По принципу разработки забоя, по аналогии с горными выработками, тоннельные комбайны подразделяют на *комбайны избирательного действия*, когда сечение тоннеля разрабатывают последовательно отдельными участками (последовательность разработки может меняться в зависимости от горно-геологических или иных условий), и комбайны, разрабатывающие сечение тоннеля сразу на полный профиль, как бы выбуривая контур тоннеля в массиве горной породы. *Комбайны этого типа называют буровыми.*

При выборе типа комбайна для проведения тоннеля учитывают его следующие особенности:

1. Тоннели, как было указано ранее, в основном сооружают в крепких скальных породах, реже — в породах средней крепости. Это обусловливает выбор комбайна и конструкцию режущего органа. Предпочтение отдают буровым комбайнам с рабочим органом в виде шарошек.

2. Тоннели имеют, как правило, круговую форму сечения и значительную протяженность, достигающую нескольких километров. Естественно, что в этих горнотехнических условиях применение комбайнов избирательного действия малоэффективно, и предпочтение отдают комбайнам бурового типа.

6.3. КОМБАЙНЫ ИЗБИРАТЕЛЬНОГО ДЕЙСТВИЯ

Комбайны для сооружения тоннелей отличаются габаритами, массой и конструкцией рабочего органа (рис. 6.2) от аналогичных комбайнов для проведения горных выработок.

Для тоннельных комбайнов избирательного действия характерен *стреловидный исполнительный орган, оснащенный резцами, шарошками или фрезерующими дисками (фреза)*. Комбайны этого типа находят применение в основном в породах прочностью до 40 МПа. Имеются примеры использования комбайнов этого же типа и в более крепких породах. Комбайны имеют либо гусеничное, либо пневмоколесное шасси. Машины универсальны, маневренны, что позволяет применять их при проведении тоннелей различных форм и размеров, а также отдельных элементов тоннельных выработок и камер большого сечения. Наиболее часто их используют при новоавстрийском тоннельном способе. Достигаемые скорости составляют от 5 до 20 м/сут в зависимости от крепости породы и размеров сечения. В настоящее вре-

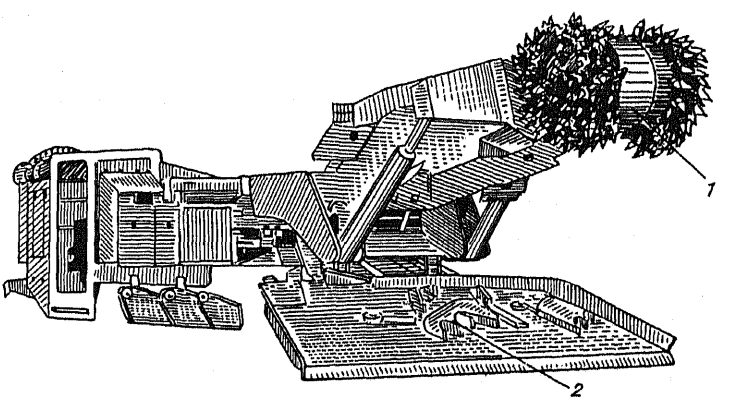


Рис. 6.2. Тоннельный комбайн избирательного действия:
1 — рабочий орган комбайна со штыревыми шарошками; *2* — нагребающие рычаги погрузочного механизма

мя создают комбайны избирательного действия третьего поколения, отличающиеся высокой эффективностью и предназначенные для работ в тоннелях большой высоты и пролета. Так, в австрийской фирме «Вест Альпине» создан комбайн третьего поколения с поперечной режущей головкой. Погрузочное устройство выполнено в виде нагребающих лап. Эти комбайны применяют в тоннелях с площадью поперечного сечения до 35 м^2. В фирме «Эйкгофф» (Германия) созданы комбайны для проведения тоннелей площадью поперечного сечения до 90 м^2 и по породам крепостью до 100 МПа.

В качестве примера наиболее совершенных разработок тоннельных комбайнов избирательного действия последних лет приведем технические характеристики двух машин: комбайна АТМ-105 фирмы «Вест Альпине», представляющего интерес в отношении высокой границы применения по крепости породы (до 190 МПа), и WAV-408 фирмы «Вестфалия Бекорит», обладающего уникальными техническими возможностями по проведению тоннелей больших размеров поперечных сечений.

Технические характеристики тоннельных комбайнов АТМ-105 и WAV-408

Комбайн	АТМ-105	WAV-408
Габариты, мм:		
высота	3412	4800
длина	16500	16100
ширина	3050	4060
ширина переднего приемного лотка	4500	4900
Мощность электродвигателей, кВт:		
общая	497	661
рабочего органа	300	408
гидропривода ходовой части	70	2×100
погрузочного устройства	2×36	2×36
привода конвейера	55	2×22
вспомогательного дизельного двигателя	—	84
Скорость перемещения:		
комбайна, м/мин	0—3,5	6,6/35
конвейера, м/с	0,76/10	0,53
режущего органа, м/с	3,3/1,4	3,2
Максимальные размеры обслуживаемого забоя, мм:		
высота	6300	7975
ширина	9000	10280
заглубление ниже гусениц	470	1040
Масса, т	100—110	160

Примечание. В числителе приведены скорости перемещения при гидроприводе, в знаменателе — при дизельном приводе.

Кроме комбайнов с фрезерующим рабочим органом сконструирован *комбайн с цепным буровым органом* для создания опережающей щели по контуру свода и стен тоннеля. Такой тип комбайна предназначен для комбинированного способа разработки забоя, при котором породное ядро в центре забоя отрабатывают буровзрывным способом, контур тоннеля создают посредством выбуривания контурной щели. Такая щель глубиной до 3 м и шириной 0,1—0,3 м ослабляет сейсмический эффект взрыва при разработке основного массива буровзрывным способом и обеспечивает ровный контур тоннеля. В малоустойчивых породах щель может быть

заполнена бетонной смесью с ускорителями схватывания бетона. Под защитой такой оболочки отрабатывают основной массив породы. Такой прием широко применяли во Франции при строительстве парижского метрополитена, а также в Японии.

6.4. ТОННЕЛЕПРОХОДЧЕСКИЕ КОМПЛЕКСЫ БУРОВОГО ТИПА

Как отмечалось ранее, комбайны бурового типа разрабатывают сечение тоннеля сразу на полный профиль и по конструкции рабочего органа подразделяются на буровые комбайны роторного типа и буровые комбайны планетарного типа (подробнее см. учебник Шахтное и подземное строительство, Т. I, гл 11, с. 426).

Рабочий орган комбайна роторного типа представляет собой массивную вертикальную вращающуюся платформу (планшайбу), оснащенную породоразрушающими элементами в виде различных типов шарошек, чаще дисковых. Комбайны роторного типа разрабатывают породу с прочностью при сжатии до 200 МПа. Такие комбайны выпускают ряд зарубежных фирм: «Роббинс», «Джарва», «Калвелд» (США), «Вирт», «Демаг» (Германия), «Атлас-Копко» (Швеция) и другие. Характерные типы комбайнов с рабочим органом большого диаметра фирм «Роббинс» и «Вирт» приведены в табл. 6.1.

В качестве примера современного роторного комбайна для крепких пород обратимся вновь к разработке последних лет фирмы «Вест Альпине» — комбайну АТВ-50НА для диаметров тоннеля 4,5 и 5,5 м. Основные технические характеристики этого комбайна приведены ниже.

Таблица 6.1

Модель, тип	Диаметр рабочего органа комбайна, м	Мощность, кВт	Масса, т	Рабочий орган	Объект (страна)	Породы, предел прочности, МПа
Роббинс 232–171	7,1	1200	350	15 дисков	Сплит (Югославия)	Известняк, 100–200
Роббинс 261–351	7,8	900	175	Резцы	Саскачеван (Канада)	Слабые сланцы
Роббинс 930–101	8,0	400	175	Резцы	Оахе (США)	Сланцы, 15–30
Роббинс 262–166	8,1	900	340	56 дисков	Брамафарин (Франция)	Известняки, 14–42
					Ирганат (Россия)	Алевролиты, 45–110
Вирт ТВЕ-IV-Н	3,5/7,7	786	—	50 дисков	Люцерн (Швейцария)	Песчаники, мергели, 60–126
Вирт ТВЕ-VII	7,7/10,5	760	—	46 дисков	Люцерн (Швейцария)	Песчаники, мергели, 60–126
Роббинс 371-110	10,6	1000	320	53 диска 32 резца	Мерсей II (Великобритания)	Слабый песчаник, 20–35

Примечание. В числителе приведены данные первой ступени, в знаменателе — второй ступени.

Комбайн АТВ-50НА	Модификация 1	Модификация 2
Диаметр тоннеля, м	4,5	5,5
Частота вращения планшайбы, мин$^{-1}$	9,5/4,75	9,5/4,75
Крутящий момент, кН · м	1450	2175
Установленная мощность на рабочем органе, кВт	4×355	6×355
Число шарошек	35	40
Усилие подачи, кН	10180	10180
Усилие распора домкратов, кН	2×11920	2×11920
Подача домкратов, мм	1550	1550
Общая длина комбайнового комплекса, включая закомбайновый конвейер, м	290	290

Примечание. В числителе приведены данные первой ступени, в знаменателе — второй.

Для комбайнов роторного типа фирмой «Вирт» разработан вариант ступенчатой технологии проведения тоннелей. С этой целью применяют передовой пилот-комбайн диаметром рабочего органа 3,5 м, а затем два спаренных комбайна-расширителя диаметрами рабочих органов 7,7 и 10,5 м. Такое решение позволяет существенно снизить потребляемую мощность и нагрузки электросети по сравнению с использованием одного комбайна с рабочим органом большого диаметра.

Рабочий орган комбайна планетарного типа представляет собой вертикальную вращающуюся массивную платформу с размещенными на ней фрезами (2—4—6 фрез). Фрезы вращаются в одну сторону, платформа — в противоположном направлении. Вращение сопровождается подачей платформы на забой с помощью напорных домкратов. Разрушенную породу с подошвы забоя захватывают ковшовыми скребками, расположенными на платформе, и перегружают на конвейер в хвостовой части комбайна. Область применения комбайнов этого типа ограничена прочностью пород до 80 МПа.

Перемещение комбайнов бурового типа за забоем происходит по принципу шагания.

Для возведения временной крепи на комбайне размещены агрегаты для бурения и установки анкеров, навески сетки и нанесения набрызг-бетона. В трещиноватых, нарушенных породах применяют кольцевую арочную крепь, иногда с опорой арки в массивную лотковую плиту, укладываемую вслед за комбайном.

Переходя к оценке технологии строительства тоннелей с применением комбайнов по сравнению с буровзрывным способом, следует отметить следующие ее преимущества:

- значительно более высокие скорости проведения тоннеля;
- максимальное приближение фактического контура к проектному и отсутствие переборов породы и, следовательно, перекладов бетона; меньший объем заполнительной цементации;
- сохранение естественной несущей способности окружающего массива породы, возможность в связи с этим уменьшения толщины обделки;
- большая устойчивость тоннелей в процессе эксплуатации;
- уменьшение затрат труда, травматизма, повышение технической культуры технологического процесса.

Таблица 6.2

Тоннель (страна)	Порода	Длина участка тоннеля, проходимого комбайном, м	Диаметр рабочего органа комбайна, м	Скорость проходки забоя, м/мес		Фирма-изготовитель
				средняя за весь период строительства	максимальная	
Деривационный тоннель ГАЭС Арк-Изер (Франция)	Граниты, сланцы	9742	5,8	210	625	«Вирт»
Деривационный тоннель ГАЭС Ла-Кош (Франция)	Брекчии, доломиты	5000	3	208	431	«Роббинс»
Деривационный тоннель ГАЭС Эшайон (Франция)	Гнейсы, известняки	4765	5,3	250	503	«Вирт»
Тоннель синхрофазотрона (Швейцария)	Мергели, песчаники	6551	4,8	618	39 м/сут	«Роббинс»
Деривационный тоннель ГЭС Пуже (Франция)	Гнейсы	4000	5,05	242	612	«Вирт»
Подводящий тоннель ГЭС Аузерфрагант (Австрия)	Гнейсы, сланцы	6700	3,5	171	32,7 м/сут	«Атлас-Копко», «Джарва»
Тоннели ирригационной системы Килдер (Великобритания)	Долериты	3185, 2267, 1037	3, 3, 3	204, 195, 192	280, 445, 539	«Демаг» — «Роббинс»
Подводящий тоннель ГЭС Винара-2 (Норвегия):	Филлиты					
правый забой		2000	—	668	884	«Роббинс»
левый забой		2700	—	516	759	—

К этому следует добавить, что скорости проведения тоннелей в породах крепких и средней крепости комбайнами чрезвычайно высоки. В табл. 6.2 указаны скорости проведения при строительстве нескольких европейских тоннелей с помощью комбайнов бурового типа.

Отмеченные преимущества этой технологии характерны для всех типов комбайнов. Из наиболее существенных недостатков следует отметить высокую стоимость комбайна. По данным американских фирм, ориентировочные затраты на строительство 1 м диаметра тоннеля составляют 1 млн дол США, а стоимость режущего инструмента — от 20 до 120 дол на 1 м^3 разрушенной породы.

Существенными недостатками комбайнов бурового типа являются следующие: ограничения по форме сечения тоннеля (только круговое очертание); сложность преодоления участков пород с более высокой, чем запроектировано, прочностью или, наоборот, зон нарушенных пород или тектонических разломов; высокие затраты на пылеподавление; значительная установленная мощность электродвигателей, которая составляет, как правило, несколько тысяч киловатт.

Зарубежный опыт показывает, что высокая стоимость комбайновой технологии (тоннелепроходческих комплексов) ограничивает область их применения. Считается, что экономически целесообразно их использование при длине тоннеля не менее 1600 м.

6.5. ТЕНДЕНЦИИ В СОВЕРШЕНСТВОВАНИИ ТОННЕЛЬНЫХ КОМБАЙНОВЫХ КОМПЛЕКСОВ

Переходя к направлениям совершенствования комбайновых тоннельных комплексов, следует указать на уже реализованный более совершенный принцип перемещения комбайна. В ряде моделей комбайны в крепких породах перемещаются с помощью домкратов, обеспечивающих радиальный распор комбайна в стенки тоннеля, а в слабых породах — посредством щитовых гидродомкратов с упором их в сборную обделку (аналогично перемещению щита). Оперативная смена механизма перемещения комбайна позволяет почти в два раза повысить скорость проведения тоннеля: на участке ослабленных пород комбайн может работать по щитовой технологии, в крепких породах — по комбайновой.

Кроме того, созданы дисковые шарошки на усилие подачи до 320 кН, удалось получить буровой инструмент с более высокой степенью надежности, с бóльшими износостойкостью и оборачиваемостью. Значительно усовершенствованы лазерные системы ведения комбайна по трассе — ориентирование по лазерному лучу и автоматизированное управление механизмами перемещения. Комбайн может двигаться в режиме «автопилота». Даже в зонах несвязной породы комплекс отклоняется от проектного направления не более чем на 25 мм. В ближайшее время предполагают перейти на дистанционное управление технологическими процессами комбайновой технологии.

Для тоннелей, сооружаемых в породах крепких и средней крепости ($f > 4$), отечественная промышленность комбайнов не выпускает. В стадии проектирования и изготовления находится комбайн КТ-5,6Е-21. Он имеет роторный рабочий орган с дисковыми шарошками с наружным диаметром 5630 мм, массу 500 т, мощность электродвигателей 1200 кВт. Комбайн предназначен для проведения тоннелей в породах с коэффициентом крепости $f = 6{+}7$.

В последние годы за рубежом накоплен опыт применения роторных комбайновых проходческих комплексов как в скальных нарушенных породах, иногда в условиях смешанного забоя, так и в скальных породах с гидростатическим давлением воды до 1,2 МПа, т.е. в широком диапазоне инженерно-геологических условий. Установленная мощность комбайнов достигает 3000 кВт, диаметр — 10 м. Такие комбайны нового поколения имеют возможность при проведении тоннеля изменять при необходимости его диаметр. Они оснащаются бурильной установкой для бурения опережающих разведочных скважин, оборудованы устройством для установки анкеров в верхней части забоя непосредственно за рабочим органом и имеют электронную систему управления и контроля.

Помимо рассмотренных ранее используют и более совершенный принцип перемещения проходческого комбайна. Роторный исполнительный орган вмонтирован в щитовую оболочку, состоящую из двух секций: головной и хвостовой. Секции разрезаны по горизонтальному диаметру и соединены между собой гидроцилиндрами. Головная секция образует проходческий щит изменяемого диаметра, задняя служит для распора комбайна в породу стен тоннеля, а также выполняет функции передвижной временной крепи.

До последнего времени единственной формой поперечного сечения тоннеля при использовании комбайнов бурового типа была круглая. Однако с эксплуатационной точки зрения она имеет ряд определенных недостатков.

Фирма «Роббинс» изготовила несколько опытных образцов комбайна для проведения тоннеля площадью поперечного сечения от 50 до 80 м^2 подковообразной формы с горизонтальной подошвой. Имеют место разработки других фирм по созданию новых типов роторных комбайнов для проведения выработок с очертанием, отличающимся от круга.

Например, фирмой «Вирт» создан комбайн, представляющий собой комбинацию бурового и избирательного рабочих органов. Вначале в центральной части сечения выбуривают крупную полость в виде круга, которую затем расширяют стреловыми шарошечными рабочими органами до подковообразного очертания с плоским лотком. Интересна разработка японских конструкторов, создавших тоннельный комбайн с тремя рабочими органами для тоннелей большого сечения (рис. 6.3).

Наряду с совершенствованием собственно комбайнов, разработчики уделяют большое внимание закомбайновым комплексам оборудования, особенно внедрению конвейерного транспорта в тоннелестроении. В настоящее время существует конвейерная система с шириной ленты 76 см и длиной до 10 км. Разрабатываются высокопроизводительные ленточные конвейеры, оборудованные механизмами с непрерывным наращиванием

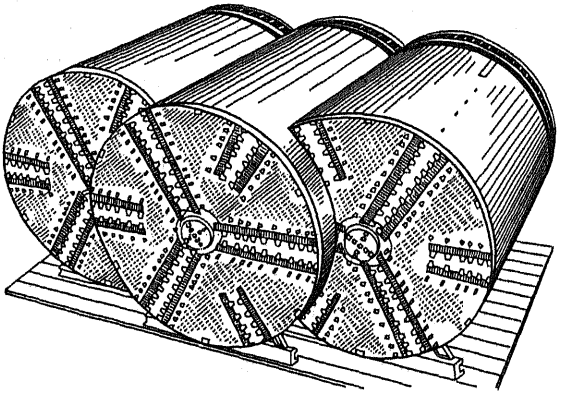


Рис. 6.3. Экспериментальный образец комбайна с тремя планшайбами (Япония) для проведения большепролетного тоннеля овальной формы

ленты, рассредоточенными приводами. Конвейерный транспорт, наряду с рельсовым, широко применяют в США и Канаде, он обеспечивает рекордные показатели производительности. Породу от комбайна подают на стационарный конвейер через модифицированный укороченный закомбайновый комплекс, имеющий в хвостовой части перегружатель телескопической конструкции, который позволяет непрерывно подвигать комплекс за комбайном, не прекращая подачу породы на стационарный конвейер.

6.6. ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ КОМБАЙНОВЫХ ТОННЕЛЬНЫХ КОМПЛЕКСОВ НА ПРАКТИКЕ

Рассмотрим пример строительства двух станций Московского метрополитена «Парк Победы», осуществляемого ОАО «Трансинжстрой».

Обе станции глубокого заложения колонно-пилонного типа. Они представляют собой сложный комплекс подземных выработок из шести тоннелей (размерами 9,5 × 10 м, длиной 250 м), расположенных параллельно друг другу в одном уровне. Общие размеры сооружения в поперечном направлении составляют 60 м при высоте раскрываемого профиля около 11 м.

Для повышения устойчивости породного массива и, принимая во внимание то обстоятельство, что водоносный горизонт проходит в непосредственной близости от шелыги свода станционных тоннелей, было решено отказаться от буровзрывного способа, и все проходческие работы по сооружению станционных тоннелей осуществлять механизированным способом с применением стреловых проходческих комбайнов Е-134 «Пауэрат» (Германия) и 4ПП-2.

Для обеих станций впервые в метростроении были применены металлобетонные обделки, которые состоят из отдельных объемных элементов, изготовленных из металлопроката и получивших наименование АМБ (армированный блок металлоизоляции). Каждый элемент обладает монтажными связями. В зависимости от принятой схемы монтажа их можно укреплять. После монтажа обделки заполняют литой бетонной смесью В25. Для предохранения бетонируемого пространства от попадания в него грунта со стороны контура выработки конструкция защищена стальным листом толщиной 1,5–2 мм.

Схемы сооружения станций №1 и № 2 показаны на рис. 6.4.

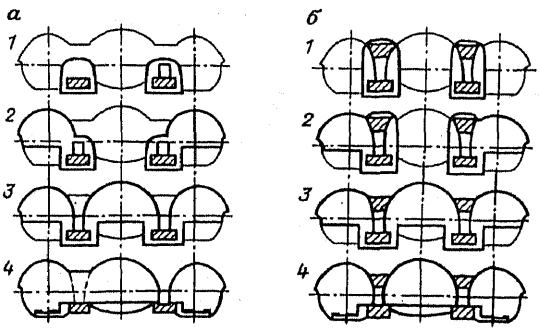


Рис. 6.4. Схемы сооружения станций «Парк Победы» № 1 (*а*) и № 2 (*б*):
1–4 — этапы сооружения станций

Этапы выполнения работ на станции № 1, изображенные на рис. 6.4, *а*, следующие:

1. проходка штолен с установкой временной крепи, бетонирование опор и установка временных металлоконструкций;

2. проходка боковых тоннелей, монтаж армометаллоблоков сводовой части с последующим бетонированием;

3. проходка среднего тоннеля, монтаж армометаллоблоков сводовой части с последующим бетонированием;

4. сооружение лотковой части станционных тоннелей, раскрытие проемов, сооружение несущих элементов проемов, монтаж внутренних конструкций.

Последовательность выполнения работ на станции № 2, показанная на рис. 6.4, *б*, следующая:

1. проходка штолен с установкой временной крепи, сооружение аркады проемной части станции;

2. проходка боковых тоннелей, монтаж армометаллоблоков сводовой части с опорой на сооруженную аркаду с последующим бетонированием;

3. проходка среднего тоннеля, монтаж армометаллоблоков свода с опорой на сооруженные аркады с последующим бетонированием;

4. сооружение лотковых частей станционных тоннелей, монтаж внутренних конструкций.

Как показала практика, второй вариант оказался более выгодным и простым с экономической и технологической точек зрения.

ГЛАВА 7
СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ В СЛОЖНЫХ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

7.1. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СПОСОБА ВОДОПОНИЖЕНИЯ

ВОДОПОНИЖЕНИЕ ЛЕГКИМИ ИГЛОФИЛЬТРОВЫМИ УСТАНОВКАМИ

Легкие иглофильтровые установки (ЛИУ) применяют для понижения уровня подземных вод до 5 м в рыхлых неслоистых грунтах с коэффициентом фильтрации не менее 1 м/сут. Иглофильтровые установки могут быть использованы для понижения уровня грунтовых вод на глубину более 5 м. В таком случае водопонижение осуществляют ступенями с применением ярусных водопонизительных систем при расположении иглофильтров на двух или нескольких горизонтах по высоте (рис. 7.1).

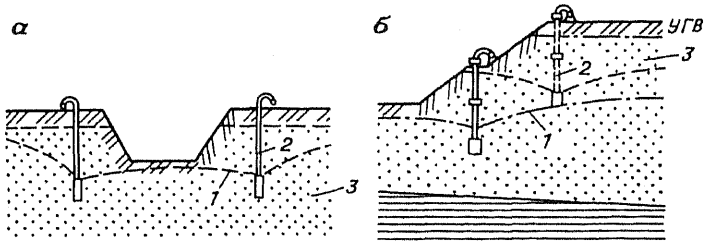


Рис.7.1. Схема работы иглофильтровой установки при одноярусном (*а*) и двухъярусном (*б*) расположении скважин:
1 — депрессионная кривая; *2* — иглофильтр; *3* — грунт

Легкие иглофильтровые установки (рис. 7.2) состоят из насосного агрегата, всасывающего коллектора, надфильтрового звена труб и фильтрового звена.

Основным элементом всех этих установок является *иглофильтр*, служащий для приема воды из водоносного горизонта.

Иглофильтр состоит из надфильтровых труб длиной по 1,0; 1,5; 2,5 и 3,5 м, диаметром 38 мм; фильтрового звена длиной 1 м, диаметром 50 мм и фрезевого наконечника. Общая длина иглофильтра может достигать 8,5 м. К всасывающему коллектору иглофильтры подсоединяют гибкими шлангами.

Применяемые конструкции фильтрового звена показаны на рис. 7.3. Фильтровое звено состоит из двух труб разного диаметра: наружной перфорированной и внутренней, соединенной с наконечником. Между внутренней трубой и наконечником размещено седло клапана, а в наконечнике — плавающий шаровой клапан и

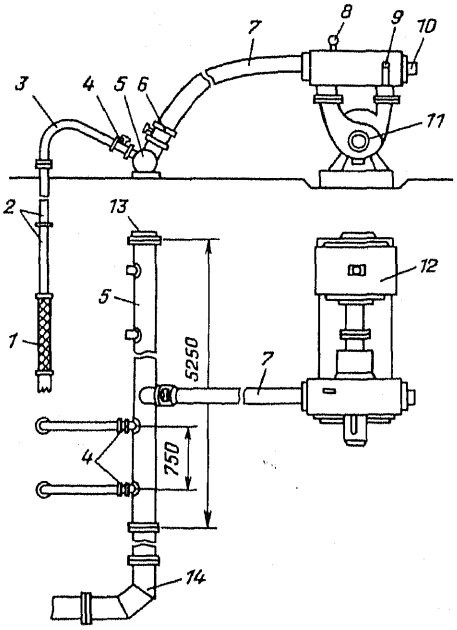


Рис. 7.2. Схема легкой иглофильтровой установки:
1 — фильтровое звено; *2* — надфильтровые трубы; *3* — соединительный рукав; *4* — пробковые краны; *5* — всасывающий коллектор; *6* — задвижка; *7* — всасывающий рукав; *8* — вакуумметр; *9* — манометр; *10* — патрубок для присоединения напорного трубопровода; *11* — насосный агрегат; *12* — электродвигатель; *13* — заглушка; *14* — отвод (колено)

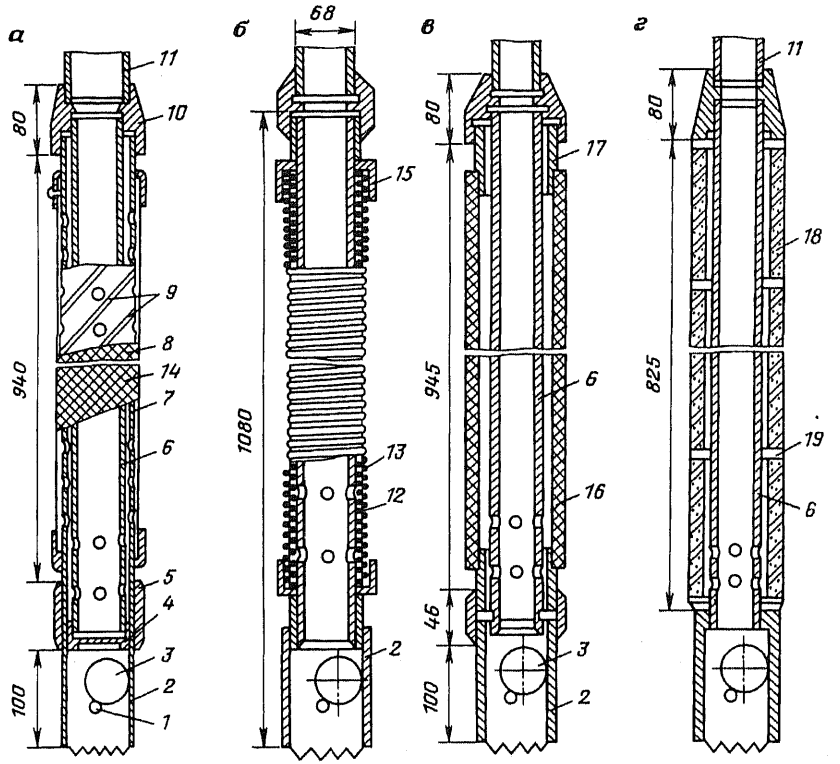


Рис. 7.3. Конструкции фильтрового звена легкого иглофильтра с перфорированной трубой, покрытой металлической сеткой (*а*), с синтетической сеткой, расположенной между спиралями (*б*), со стеклопластиковой фильтрующей оболочкой (*в*) и с керамической фильтрующей оболочкой (*г*):
1 — стопорный болт; *2* — наконечник; *3* — шаровой клапан; *4* — седло клапана; *5* — нижняя муфта; *6* — внутренняя труба; *7* — наружная перфорированная труба; *8* — металлическая фильтрационная сетка; *9* — спиральная обмотка; *10* — верхняя муфта; *11* — надфильтровая труба; *12* — внутренняя спираль; *13* — наружная спираль; *14* — капроновая фильтрационная сетка; *15* — колпачок; *16* — стеклопластиковая фильтрующая оболочка; *17* — ниппель; *18* — звено керамической фильтрующей оболочки; *19* — резиновая прокладка

стопорный болт. Наружная перфорированная труба обмотана спиралью, поверх которой натянута фильтровая сетка, изготовленная из тонкой проволоки цветных металлов или оцинкованной стали.

Для снижения стоимости и повышения эффективности работы фильтрового звена разработаны конструкции, в которых применяют полимерные материалы и керамику.

Шаровые клапаны во всех конструкциях иглофильтров используют для их гидравлического погружения в грунт.

При подаче воды в иглофильтр под давлением клапан отжимается, вода попадает под наконечник иглофильтра и размывает грунт. При откачке воды из иглофильтра клапан прижимается к седлу клапана, что исключает поступление грунтовой воды через наконечник.

Всасывающий коллектор состоит из отдельных звеньев длиной 5,25 м. Каждое звено имеет семь патрубков для присоединения иглофильтров. Патрубки снабжены запорными кранами и расположены на расстоянии 0,75 м друг от друга, что позволяет задавать различное расстояние между иглофильтрами.

Производство водопонизительных работ легкими иглофильтрами включает в себя следующие технологические процессы: монтаж, пуск, эксплуатацию и демонтаж установки. Основным процессом при монтаже иглофильтровой установки является погружение иглофильтров в грунт на требуемую глубину.

Иглофильтры погружают в водоносный грунт либо гидравлическим способом, либо путем бурения специальных скважин. Гидравлическое погружение иглофильтров применяют в любых песках: от мелко- до крупнозернистых и гравелистых. Перед погружением в требуемом месте фильтровое звено и надфильтровые трубы собирают и устанавливают вертикально. При длине иглофильтра до 5 м его установку осуществляют вручную, при большой длине — с помощью крана (рис. 7.4). Для погружения в надфильтровые трубы фильтрового звена под давлением от 0,2 до 0,6 МПа нагнетают воду. Вода в иглофильтре отжимает шаровой клапан от седла (рис. 7.5), проходит во фрезерный наконечник и далее в грунт. Попадая в грунт, вода размывает его и поднимается по затрубному пространству на поверхность земли, вынося с

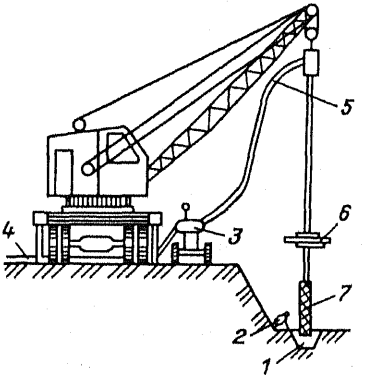


Рис. 7.4. Схема погружения иглофильтра гидравлическим способом:
1 — приямок; *2* — всасывающий коллектор; *3* — насос; *4* — трубопровод, подводящий воду; *5* — напорный рукав; *6* — хомут для ручного регулирования; *7* — иглофильтр

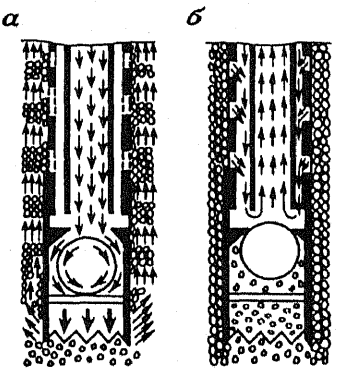


Рис. 7.5. Схема работы иглофильтра:
а — при гидравлическом погружении в грунт; *б* — при откачке воды; стрелками показаны направления движения воды

собой частицы размываемой породы, в результате чего иглофильтр погружается под действием собственного веса. Иглофильтр погружают до тех пор, пока его фильтровое звено не будет установлено на проектную глубину.

Расход воды во время погружения иглофильтра в мелкозернистых и разнозернистых песках составляет 25—30 м^3/ч, в крупнозернистых песках — 35—40 м^3/ч. При погружении иглофильтров в гравелистые породы, сильно поглощающие воду, к трубе, по которой идет вода, присоединяют шланг диаметром не менее 25 мм для подачи от компрессора воздуха (до 4,5 м^3/мин).

При установке иглофильтров в мелкозернистых песках, содержащих пылеватые и глинистые частицы, вокруг них устраивают обсыпку, состоящую из крупного песка или смеси песка и гравия с частицами размером от 0,5 до 5 мм. Для этого каверну вокруг иглофильтра промывают в течение нескольких минут после погружения его на проектную глубину. Затем расход воды резко сокращают и, не прекращая полностью ее подачу в затрубный зазор, равномерно засыпают песчано-гравийную смесь.

В случае невозможности сделать обсыпку по описанной ранее технологии в грунт также гидравлическим способом погружают глухую обсадную трубу диаметром не менее 150 мм. В нее опускают собранный иглофильтр. Кольцевое пространство между трубой и иглофильтром постепенно заполняют обсыпкой, а обсадную трубу извлекают.

Гидравлический способ погружения иглофильтров неприменим в двух случаях: при наличии в верхней части разреза глинистых или песчаных грунтов значительной мощности с включением крупнообломочного материала (например, в насыпных грунтах, содержащих строительный мусор, или моренных суглинках и супесях, содержащих большое количество крупной гальки, валунов и т. д.) и непосредственно около близлежащих фундаментов ответственных зданий и сооружений. В этих случаях иглофильтры устанавливают в заранее пробуренные скважины.

В первом случае может быть использован комбинированный способ установки иглофильтров: в верхней части разреза бурят скважину, а в нижней опускают иглофильтры гидравлическим способом. Для бурения скважин применяют шнековые установки или вибробурение. До установки иглофильтров скважины остаются закрепленными обсадными трубами, которые извлекают после окончания операции.

После погружения всех фильтров на проектную глубину и окончания монтирования всасывающей системы проверяют качество ее монтажа. Для этого в систему на короткое время нагнетают воду под давлением 0,2—0,3 МПа. После испытаний установку запускают в эксплуатацию.

При откачке воды из иглофильтра шаровой клапан под действием пониженного давления прижимается к седлу (см. рис. 7.5, *б*) и препятствует попаданию загрязненных вод в иглофильтр через наконечник. Откачиваемая вода поступает в иглофильтр через фильтровую сетку.

Установка работает в период всего времени до полного завершения работ, которые производят под защитой водопонижения.

В процессе эксплуатации водопонизительной установки осуществляют непрерывный контроль за уровнем грунтовых вод в наблюдательных скважинах, показаниями манометров и вакуумметров, расходом откачиваемой воды, возможным выносом грунта на поверхность.

После возведения подземного сооружения под защитой водопонизительной установки ее демонтируют и подготавливают для последующих работ.

Иглофильтры длиной до 3 м извлекают из грунта вручную или с помощью специальных устройств и приспособлений. При извлечении иглофильтра из грунтов, имеющих прослойки суглинков или содержащих илистые частицы, для уменьшения сопротивления грунта в иглофильтр подают воду под напором. Если подача воды не дает положительного результата, то грунт размывают специальным забурником, представляющим собой трубу диаметром 38 мм и длиной, превышающей длину иглофильтра на 0,5 м.

ВОДОПОНИЖЕНИЕ ЭЖЕКТОРНЫМИ ИГЛОФИЛЬТРОВЫМИ УСТАНОВКАМИ

Эжекторные иглофильтровые установки (ЭИ) используют для вакуумирования грунтов и понижения уровня подземных вод до 22 м при коэффициенте фильтрации 0,1—10 м/сут и близком залегании водоупора от почвы выработки. Подъем откачиваемой воды в эжекторных иглофильтрах осуществляют с помощью водоструйных насосов (эжекторов). В основу работы этих насосов положен принцип непосредственной передачи энергии одним потоком другому, реализация которого происходит непосредственно в иглофильтре.

Эжекторный иглофильтр (рис. 7.6) состоит из фильтрового звена *2* с наконечником *1*, аналогичного фильтровому звену установок ЛИУ, надфильтровой трубы *6*, в верхней части которой подсоединен патрубок *7* для подачи рабочей воды, приемной трубы *3*, которая с одной стороны соединена с эжекторным устройством *4*, а с другой — со сливной трубой *8*.

Рабочую воду центробежным насосом под давлением подают в кольцевое пространство между надфильтровой и приемной колонками труб, и она устремляется в насадку эжектора. Струя воды, выходящая из насадки с большой скоростью, создает разрежение в окружающем пространстве, благодаря которому обеспечивается отсос воды из обводненного грунта. Грунтовая вода у входа в горловину диф-

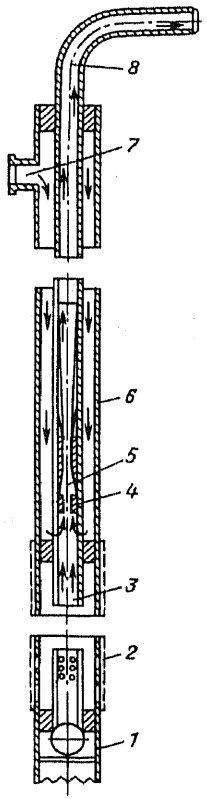


Рис. 7.6. Эжекторный иглофильтр

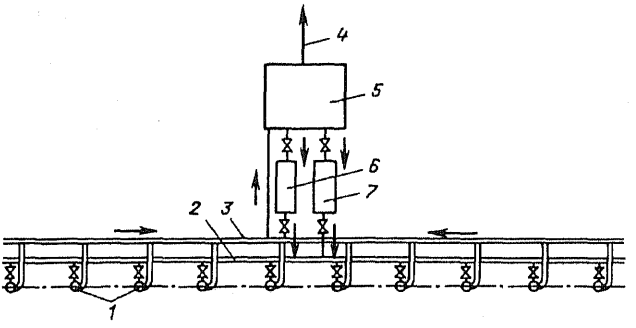


Рис. 7.7. Схема работы установки с циркуляционным резервуаром

фузора *5* смешивается с рабочей водой и, пройдя через диффузор, поднимается на поверхность по сливной трубе.

Установки с эжекторными иглофильтрами изготавливают с циркуляционным резервуаром или без него. *Установка с циркуляционным резервуаром* (рис. 7.7) состоит из ряда эжекторных иглофильтров *1*, вдоль которых на поверхности земли расположены распределительный напорный трубопровод *2* для подачи рабочей воды к иглофильтрам с помощью рабочего *6* или запасного *7* насосов и самотечный лоток или трубопровод *3*, отводящий от иглофильтров воду. Эжекторные иглофильтры подсоединяют к распределительному трубопроводу шлангами или патрубками.

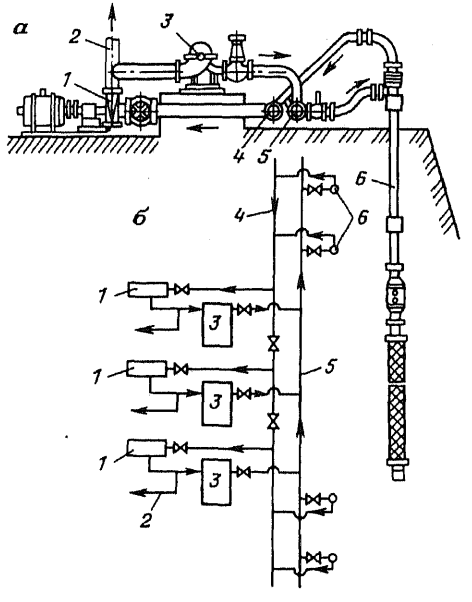


Рис. 7.8. Схема эжекторной установки без циркуляционного резервуара

Вода из иглофильтров через лоток (трубопровод) сливается в циркуляционный резервуар *5*, из которого часть ее снова засасывается насосом и подается в эжектор (рабочая вода), а избыток отводится самотеком или по сбросному трубопроводу *4* за пределы строительной площадки.

Водопонизительные установки без циркуляционного резервуара (рис. 7.8) отличаются от описанной ранее тем, что вода от эжекторных иглофильтров *6* поступает не в самотечный лоток, а в трубопровод *4*, соединенный со вспомогательным низконапорным насо-

сом *1*. Избыток воды перекачивают по напорному трубопроводу *2* за пределы строительного участка, а циркуляционный расход под небольшим давлением подают к рабочему насосу *3*, который нагнетает воду в распределительный трубопровод *5* под повышенным давлением. Для запуска водопонизительной установки без циркуляционного резервуара необходимо иметь определенный объем воды.

В настоящее время в отечественной практике используют эжекторные иглофильтровые установки ЭИ-2,5, ЭИ-4, ЭИ-4а и ЭИ-6, различающиеся диаметром иглофильтров.

Для подачи рабочей воды к эжекторным иглофильтрам используют центробежные насосы. Параметры насосного агрегата определяют посредством расчета, исходя из диаметра насадки, ожидаемого притока грунтовых вод, полной высоты подъема откачиваемой воды и КПД установки.

При осуществлении водопонизительных работ эжекторными иглофильтрами выполняют те же технологические процессы, что и при применении установок ЛИУ. В связи с этим следует лишь отметить особенности производства работ по монтажу эжекторных иглофильтров.

В зависимости от инженерно-геологических условий и наличия рабочей воды эжекторные иглофильтры погружают в грунт гидравлическим способом или устанавливают в предварительно пробуренные скважины. Условия применения того или иного способа погружения те же, что и для установок ЛИУ. Установку эжекторных иглофильтров в предварительно пробуренные скважины выполняют в мелкозернистых песках, в грунтах, содержащих значительное количество крупнообломочного материала, а также при ведении работ по водопонижению в условиях плотной городской застройки непосредственно у жилых зданий и промышленных сооружений.

Скважины в мягких и сыпучих грунтах бурят шнековыми установками, обычно долотами РХ без принудительного осевого давления с максимальной частотой вращения 5 $с^{-1}$. При бурении твердых грунтов применяют ступенчатые трехперые долота, армированные резцами из твердых сплавов, при этом частоту вращения шнека снижают до 10,6 $с^{-1}$ и дополнительное усилие на долото доводят до 8 кН. Скважины в процессе бурения закрепляют обсадными трубами.

Перед установкой эжекторного иглофильтра скважину промывают до полного осветления воды, затем устанавливают эжекторный иглофильтр. В переслаивающихся и однородных грунтах с коэффициентом фильтрации менее 5 м/сут для защиты от кольматажа и обеспечения гидравлической связи между отдельными водонасыщенными прослоями устраивают песчано-гравийную обсыпку иглофильтра до отметки статического уровня грунтовых вод с одновременным извлечением обсадных труб. Затрубное пространство выше отметки статического уровня грунтовых вод засыпают плотным грунтом.

После опускания всех эжекторных иглофильтров на проектную глубину и монтажа поверхностного оборудования осуществляют пуск установки в работу.

ВОДОПОНИЖЕНИЕ ВАКУУМНЫМИ УСТАНОВКАМИ

Принцип действия вакуумных водопонизительных установок заключается в создании на наружных поверхностях водоприемных устройств устойчивого вакуума. Вакуумирование водонасыщенных грунтов применяют для усиления эффекта водопонижения в сложных гидрогеологических условиях: при малой водопроницаемости, низкой водоотдаче и неоднородном сложении грунтов, в частности, при переслаивании водоносных и водоупорных грунтов. Вакуумное водопонижение рационально применять в грунтах, обладающих коэффициентами фильтрации от 0,01 до 2 м/сут.

Вакуумирование позволяет значительно снизить высоту остаточного слоя воды над водоупором в случае его близкого залегания от дна сооружения и уменьшает продолжительность периода развития депрессии в слабопроницаемых грунтах. При слоистом строении грунтовой толщи вакуумирование позволяет понизить уровень грунтовых вод во всех водоносных прослойках.

К вакуумным водопонизительным установкам относят установки вакуумного водопонижения (УВВ), эжекторные установки с вакуумными концентрическими скважинами (ЭВВУ), установки забойного водопонижения (УЗВ и УЗВМ).

Установки вакуумного водопонижения применяют для водопонижения в мелкозернистых пылеватых и глинистых песках, супесях, легких суглинках, илах и лессах с коэффициентом фильтрации 0,01—2 м/сут, плохо поддающихся осушению обычными легкими иглофильтровыми установками (ЛИУ).

Установки типа УВВ дают возможность понизить уровень грунтовых вод до 7 м от поверхности.

Для понижения уровня грунтовых вод с помощью установок типа УВВ в грунт погружают обычные иглофильтры, вокруг которых обязательно устраивают обсыпку. Для обсыпки используют чистый песок с диаметрами частиц от 0,5 до 2 мм.

Песчаную обсыпку в безнапорных водоносных слоях с коэффициентом фильтрации от 2 до 0,5 м/сут устраивают высотой 2,5—3,5 м от забоя скважины. В остальных случаях ее следует устраивать до поверхности земли.

В установках типа УВВ для создания в полости всасывающего коллектора устойчивого вакуума используют водовоздушный эжектор, осуществляющий откачку воздуха, который выделяется из водовоздушной смеси, поступающей из иглофильтров.

В настоящее время применяют стационарные и передвижные вакуумные установки. Большое распространение в практике водопонижения получила стационарная установка УВВ-2, принципиальная схема которой показана на рис. 7.9.

На схеме показан принцип работы установки с подсосом воздуха. Грунтовая вода и воздух поступают к звеньям иглофильтров *1*. Здесь вода и воздух смешиваются и далее водовоздушная смесь через соеди-

нительные трубопроводы *2* поступает во всасывающий коллектор *5*, где вода и воздух вновь отделяются друг от друга. Вода собирается в нижней части коллектора, воздух — в верхней. Из коллектора вода и воздух поступают в патрубок приемного бака *3*, откуда вода отбирается водоводяными *4* и *10*, а воздух — водовоздушными *11* эжекторами, работающими на воде от центробежного насоса *12*.

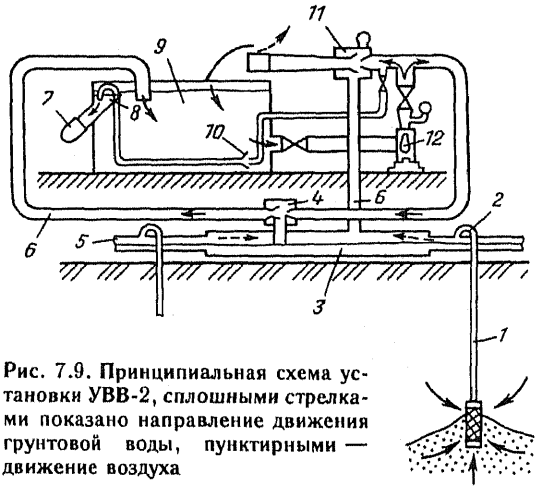


Рис. 7.9. Принципиальная схема установки УВВ-2, сплошными стрелками показано направление движения грунтовой воды, пунктирными — движение воздуха

Каждый из указанных эжекторов может, однако, откачивать не только ту фазу, на которую он рассчитан, но и смесь фаз. Так, при большом притоке воды, превышающем производительность водоводяного эжектора, часть воды поступает (вместе с воздухом) по рукаву *6* к водовоздушному эжектору, откачивающему при этом водовоздушную смесь. При среднем и малом расходе воды часть воздуха откачивается вместе с водой водоводяным эжектором. Целесообразное распределение воды и воздуха между эжекторами происходит при работе установки автоматически, без искусственной подрегулировки.

Вода и воздух, отобранные водоводяным и водовоздушным эжекторами, выбрасываются вместе с рабочей водой, полученной от центробежного насоса, в циркуляционный бак *9*.

Из бака воздух уходит в атмосферу, а вода частично идет в сбросную линию *7* (через водосливную воронку *8*) и частично — на питание центробежного насоса.

В комплект установки типа УВВ-2 входят всасывающая система, насосный агрегат и сбросная линия, а также электрооборудование, размещенное в специальном ящике.

Всасывающая система состоит из 50 легких иглофильтров, 50 соединительных трубопроводов и 12 звеньев всасывающего коллектора.

Каждое звено всасывающего коллектора имеет шесть штуцеров для подключения иглофильтров с помощью рукавов. Расстояние между штуцерами принято равным 0,75 м. Звенья коллектора соединяют на фланцах. Для облегчения монтажа один фланец звена коллектора выполнен подвижным.

Эжекторные установки с вакуумными концентрическими скважинами применяют при осушении слоистых грунтов разной проницаемости. Осушение супесчаных и глинистых грунтов, переслаивающихся

песчаными прослойками, иглофильтровыми или эжекторными установками возможно только при многоярусном расположении иглофильтров, что значительно увеличивает сроки водопонижения и стоимость работ. В этих условиях более целесообразно использование вакуумных концентрических скважин, которые позволяют осуществлять откачку воды из всех слоев грунта одновременно.

Конструкция вакуумной концентрической скважины показана на рис. 7.10. Она состоит из вакуумного водоприемника *1*, который установлен в заранее пробуренную скважину *2*. Водоприемник состоит из двух ставов труб — наружного *5* и внутреннего *7*, образующих концентрический зазор *6*. Наружный став труб на участке водоносных пород выполнен в виде фильтровой оболочки *5*, а выше, где породы не подлежат осушению, — в виде сплошной трубы. Фильтровая оболочка изготовлена из узкой профильтрованной стальной оцинкованной ленты и имеет скважность 12—15.

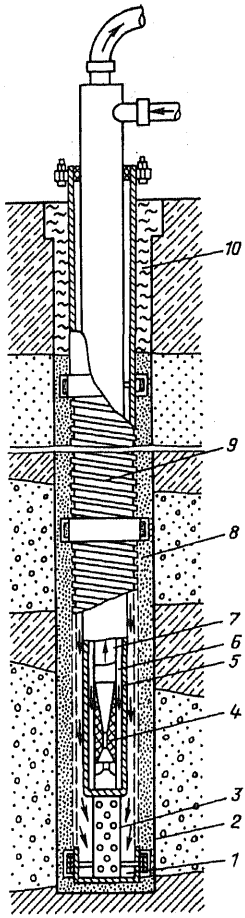


Рис. 7.10. Схема вакуум-концентрического водоприемника

Внутренний став труб *7* представляет собой эжекторный иглофильтр с эжектором *4* и приемной сеткой эжектора *3*. Для обеспечения фиксированного положения водоприемного устройства в скважине предусмотрены по глубине направляющие хомуты *9*. Пространство между водоприемником и пробуренной скважиной на всю высоту водоносных пород заполняют песчано-гравийной смесью *8*. Выше водоносных грунтов это пространство заполняют глиной *10*, т. е. устраивают так называемый замок. Наличие в конструкции кольцевого зазора *6* обеспечивает распространение вакуума, создаваемого эжекторным иглофильтром, вокруг фильтровой оболочки по всей ее высоте. Все это позволяет осуществлять отвод вод из всех водоносных прослоек прорезаемой фильтром водоносной толщи. Максимальный дебит вакуумного концентрического водоприемника не должен превышать 5 м^3/ч, в противном случае эжектор не развивает вакуума.

Установки забойного водопонижения применяют при строительстве горизонтальных и наклонных подземных сооружений и проведении горных выработок в обводненных, слабоустойчивых породах с малыми коэффициентами фильтрации от 3 до 0,01 м/сут.

Сущность забойного водопонижения заключается в том, что непосредственно из забоя и по контуру выработки через скважины (рис. 7.11)

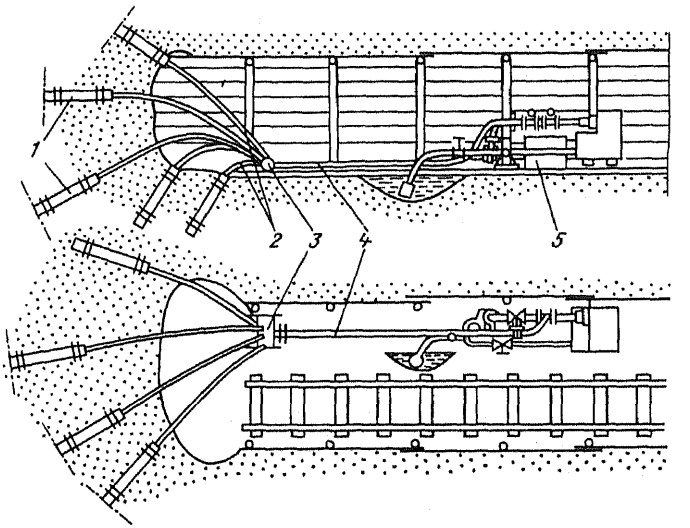


Рис. 7.11. Схематичное изображение забойного водопонижения с применением установки УЗВ:
1 — иглофильтры; *2* — рукава; *3* — коллекторы; *4* — всасывающие рукава; *5* — приводная станция

осуществляют откачку воды, в результате чего происходит осушение грунта (пород) в месте проведения выработки.

Для забойного водопонижения применяют установки типа УЗВ (УЗВ-1, УЗВ-2, УЗВ-3), УЗВМ (УЗВМ-2, УЗВМ-3) и УВВ. Эти установки имеют аналогичную компоновочную схему и отличаются конструкцией отдельных узлов, геометрическими и рабочими параметрами, массой и основными размерами. Установки имеют набор иглофильтровых труб и насосный агрегат. Фильтровые звенья обладают конструкцией, аналогичной фильтрам, которыми комплектуют установки типа ЛИУ.

Основным узлом насосного агрегата указанных установок является водоструйный насос, создающий вакуум в группе иглофильтров, размещенных в обводненных породах забоя выработки.

ЭЛЕКТРООСМОТИЧЕСКИЙ СПОСОБ ВОДОПОНИЖЕНИЯ

Электроосмотический способ водопонижения (как, его иногда называют, электродренаж) применяют при необходимости водопонижения в мелкозернистых, илистых или глинистых грунтах, водоотдача которых столь низка, что использование обычных способов водопонижения становится неэффективным.

Электродренаж основывается на электроосмосе, физическая сущность которого заключается в следующем. В массиве вокруг частиц грунта имеется слой воды, связанный с его поверхностью и обычно отрица-

тельно заряженный. На нем лежит более толстый слой воды (обычно он заряжен положительно). Свободная незаряженная вода находится между положительно заряженными слоями жидкости. При погружении в грунт электродов и подаче на них напряжения постоянного тока положительно заряженные молекулы подвижного слоя и свободной воды устремляются к отрицательному электроду.

В этом случае нарушается состояние равновесия частиц грунта. В результате этого под действием капиллярных сил молекулы воды придут в движение, которое возникнет под действием положительной поляризации жидкой фазы в направлении катода. Это движение жидкой фазы грунта называется *электроосмотическим движением*. Кроме того, мельчайшие частицы грунта будут перемещаться к аноду. Это движение называется *электрофорезом*.

Воздействие постоянного электрического тока на грунт, как показывают исследования, приводит к увеличению электроосмотического водоотделения примерно в 100 раз по сравнению с водоотделением под действием гравитационных сил.

Электроосмотическое водопонижение сопровождается заметным повышением прочности грунта на срез. Можно констатировать, что в местах расположения анодов несущая способность грунта значительно повышается. Это упрочнение вызывается диффузией ионов металла в грунт и происходящими электрохимическими реакциями.

При использовании алюминиевых анодов может иметь место упрочнение более рыхлых грунтов. При электролитическом разложении алюминия происходит высвобождение ионов, которые в результате ионной диффузии проникают в грунт. При соответствующей длительности процесса диффузия ионов может распространиться на значительное расстояние в грунт.

Упрочнение грунта происходит вокруг анодов благодаря образованию гидроксида железа или гидроксида алюминия, которые вследствие своих аморфных свойств способствуют образованию конгломератов из частиц грунта. Образующееся соединение слабо растворяется водой и приводит к упрочнению грунта вокруг анодов.

Используя этот физический процесс для увеличения водоотдачи грунтов, обычные иглофильтровые установки оборудуют источником постоянного тока и соответствующей аппаратурой. В качестве положительно заряженных электродов-анодов используют трубы. Для этого по периметру сооружаемого объекта устанавливают два ряда электродов: с внешней стороны иглофильтры (катоды), из которых осуществляют откачку воды, а с внутренней — металлические трубы (аноды).

Иглофильтры располагают по периметру сооружаемого объекта на расстоянии 0,75—1,5 м друг от друга и 1,5 м от внешней границы сооружения. Глубина погружения иглофильтра должна быть не менее чем на 3 м ниже проектного уровня грунтовых вод. Электроды, состоящие из металлических труб, погружают по периметру объекта с внутренней стороны контура иглофильтров на таком же расстоянии друг от друга, как и иглофильтры. Электроды и иглофильтры устанавливают в шахмат-

ном порядке. Расстояние между рядами электродов и анодов (иглофильтров и труб) равно 0,8 м. Глубина погружения электродов соответствует глубине погружения иглофильтров. Электроды должны выступать на 0,2—0,4 м над поверхностью земли.

Возможны и другие схемы расположения иглофильтров и анодов. На рис. 7.12, *а* показано двухрядное расположение анодов, а на рис. 7.12, *б* — однорядное. Иногда аноды (металлические стержни) размещают в один ряд с иглофильтрами на половинном расстоянии между ними. Расстояние между рядами электродов, м,

$$B = \frac{100\,V}{j\,\rho\,\beta},$$

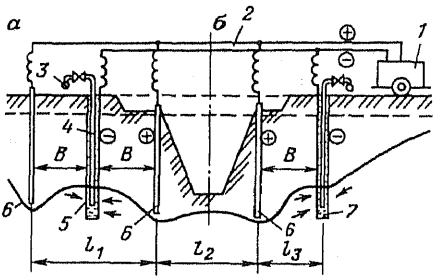


Рис. 7.12. Схематичное изображение электроосмотического водопонижения из котлована:

1 — источник постоянного тока; *2* — электрический кабель; *3* — магистральный трубопровод; *4* — всасывающая труба; *5* — перфорированная труба; *6* — аноды (металлические стержни); *7* — катодная скважина; *B* — активные зоны между рядами анодов; l_1 и l_3 — активные однородные зоны; l_2 — зона обратного действия

где V — электрическое напряжение, В; j — плотность тока, А/м^2, ρ — удельное электрическое сопротивление грунта, которое колеблется в пределах 80—1500 Ом·м; β — коэффициент расширения электрического поля (при $B > S$ $\beta = 2$, при $B < S$ $\beta = 3$); S — расстояние между электродами в одном ряду, м.

Опыт показывает, что наиболее эффективно явление электроосмоса проявляется при напряжении электрического тока на электродах в 15—150 В (по правилам безопасности предпочтительно напряжение не более 60 В), токе 10—30 А и плотности тока 0,5—4 А/м^3. Расход электроэнергии составляет около 108 МДж на 1 м^3 осушаемого грунта.

Рабочие, обслуживающие установки, должны работать в резиновых перчатках и резиновых сапогах или галошах.

ВОДОПОНИЖЕНИЕ СКВАЖИНАМИ

Водопонизительные скважины (рис. 7.13), оборудованные глубинными насосами, применяют для откачки воды из водоносных пород с коэффициентом фильтрации более 2 м/сут, требующих значительного понижения уровня грунтовых вод, а также при небольших глубинах водопонижения, когда использование иглофильтров затруднено из-за больших притоков, необходимости осушения значительных площадей и стесненности территории.

Конструкции водопонизительной скважины во многом зависят от способа их бурения и свойств пересекаемых грунтов. В неустойчивых грунтах

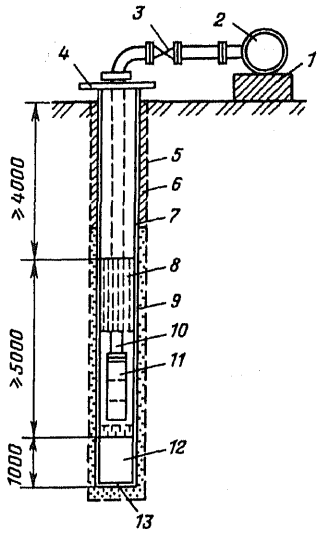


Рис. 7.13. Водопонизительная скважина с погружным насосом:
1 — фундамент трубопровода; *2* — отводящий трубопровод; *3* — задвижка; *4* — заглушка; *5* — скважина; *6* — заполнитель; *7* — сплошная труба с фильтром; *8* — фильтр; *9* — гравийная обсыпка; *10* — напорный трубопровод; *11* — погружной насос с электродвигателем; *12* — отстойник; *13* — заглушка

водопонизительные скважины по мере их бурения закрепляют телескопически обсадными трубами. Ряд возможных конструкций водопонизительных скважин показан на рис. 7.14.

В телескопическом креплении скважины предусматривают следующие колонны обсадных труб: кондуктор, предназначенный для закрепления скважин в верхней толще грунтов; технические (промежуточные) колонны, опускаемые в скважину после кондуктора, и эксплуатационная (фильтровая) колонна. Последняя промежуточная колонна может служить в качестве фильтровой, предназначенной для крепления ствола скважины в интервале залегания дренируемого водоносного горизонта.

В зависимости от типа и размеров применяемого фильтра, габаритов водоподъемных механизмов глубины залегания, мощности и водообильности пласта, а также характера слагающих его грунтов, определяющих необходимость устройства песчано-гравийной обсыпки, устанавливают размер эксплуатационной колонны обсадных труб, а затем колонность скважины снизу вверх с учетом технических условий бурения. Разница между диаметрами предыдущей и последующей колонн обсадных труб при ударно-канатном бурении принимают в пределах 70—100 мм, а при вращательном бурении — 80—100 мм (для диаметра труб до 700 мм) или 100—150 мм (для диаметра труб более 700 мм).

Выход колонн обсадных труб, т. е. максимальную длину колонны одного диаметра, принимают 25—30 мм при ударно-канатном способе бурения в сухих, связных, рыхлых грунтах, 35—40 мм в тех же грунтах, насыщенных водой, и водоносных и 100 мм при вращательном способе бурения в грунтах разных типов.

Меньшее значение выхода колонны обсадных труб при ударно-канатном бурении следует принимать при возведении скважин диаметром более 345 мм, а также при частом чередовании в разрезе прослоек связных, рыхлых, водоупорных и водоносных грунтов.

Водопонизительные скважины, как правило, бурят ударно-канатным или вращательным (роторным) способами. При *ударно-канатном способе* разрушение забоя скважины осуществляют долотом благодаря воз-

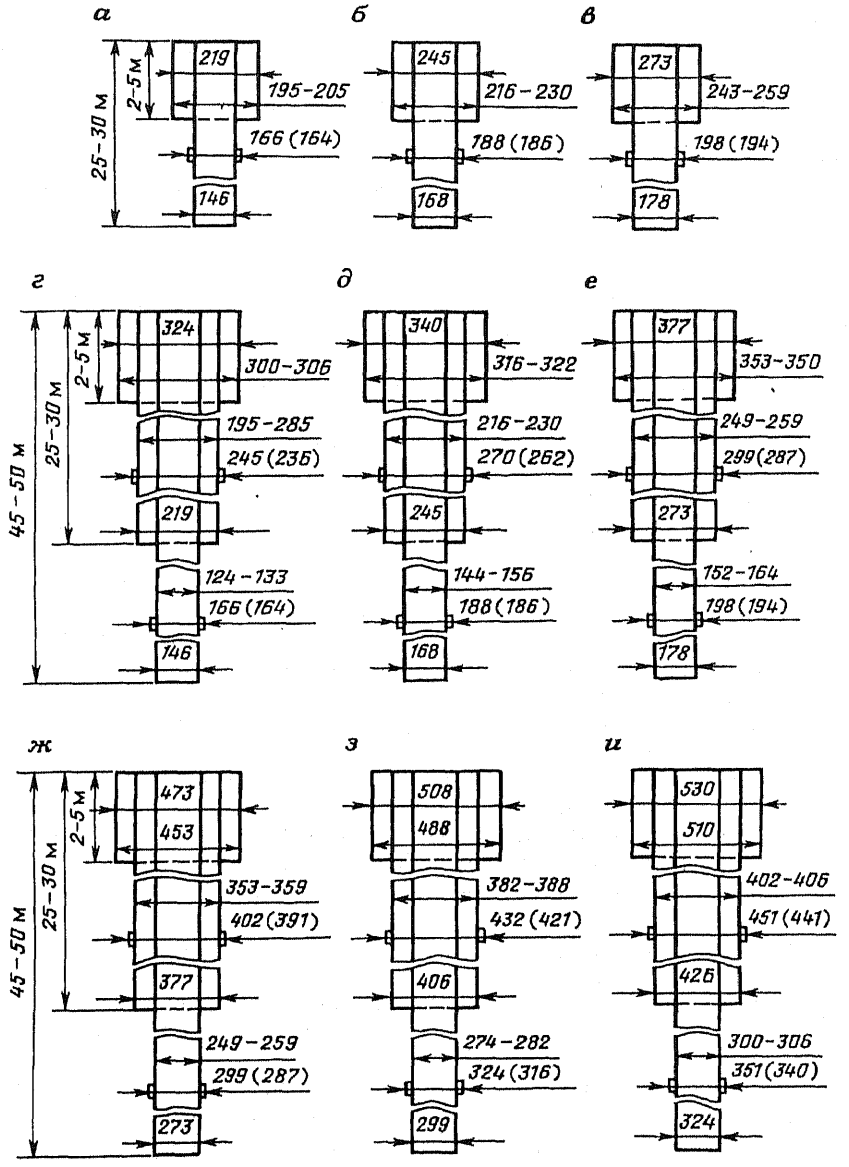


Рис. 7.14. Конструкции водопонизительных скважин, закрепленных металлическими трубами:

а — в — одноколонные; *г — и* — двухколонные (в скобках даны размеры обточенных муфт); размеры приведены в мм

вратно-поступательному движению бурового снаряда, которое передается от буровой установки посредством каната. Разрушенный грунт удаляют желонками.

Операции по бурению при ударно-канатном способе выполняют в следующей последовательности: спуск на забой бурового снаряда, разрушение грунта забоя долотом (долбление), подъем бурового снаряда, спуск желонки, очистка скважины от разрушенного грунта (желонирование), подъем желонки, крепление скважины обсадными трубами. При бурении рыхлых и малосвязных грунтов операции «спуск», «разрушение забоя» и «подъем бурового снаряда» отсутствуют.

Для эффективного разрушения грунтов массу бурового снаряда подбирают таким образом, чтобы ее величина в килограммах, приходящаяся на 1 мм длины лезвия долота, находилась в следующих пределах: для мягких грунтов 2,5—4; для грунтов средней крепости 4—5.

Ударно-канатное бурение практически может быть применено почти во всех геологических условиях. Отсутствие промывочной жидкости при бурении позволяет получить высокий дебит грунтовых вод из водопонизительных скважин без проведения дополнительных работ. К недостаткам этого способа следует отнести большой расход обсадных труб, предназначенных для крепления скважин.

Вращательный способ бурения заключается в разрушении грунтов грунторазрушающим инструментом в результате его непрерывного вращения с приложением осевой нагрузки. Разрушенный грунт удаляют из забоя путем принудительной циркуляции рабочего агента (промывочной жидкости или воздуха).

При роторном способе бурения вращение буровому снаряду передается ротором, расположенным на поверхности.

Буровой снаряд роторного бурения состоит из грунторазрушающего инструмента, утяжеленных бурильных и ведущей труб. На верхнем конце ведущей трубы навинчивают вертлюг-сальник. Отдельные элементы бурового снаряда соединяют между собой с помощью резьбовых соединений. Для соединения элементов бурового снаряда, отличающихся по резьбе или диаметру, используют переводники.

При вращательном бурении для очистки забоя от частиц выбуренного грунта, охлаждения нагреваемого при работе грунторазрушающего инструмента, а также для обеспечения устойчивости стенок скважины используют промывочную жидкость, которая циркулирует по замкнутому гидравлическому контуру.

В качестве промывочной жидкости применяют глинистые растворы, специальные промывочные жидкости и техническую воду.

Существуют две схемы циркуляции промывочной жидкости — прямая и обратная.

При прямой схеме промывки жидкость подают на забой насосом через вертлюг-сальник и буровой снаряд. Далее промывочная жидкость, омывая забой и смешиваясь со шламом, выносит его по стволу скважины вверх. На поверхности жидкость, циркулируя по желобам и отстойникам, высвобождается от шлама. Затем из приемной емкости осветленная про-

мывочная жидкость вновь захватывается насосом и через нагнетательный шланг подается к вертлюгу-сальнику.

Процесс бурения скважины вращательным способом с прямой промывкой заключается в спуске бурового снаряда, механическом бурении, наращивании бурового снаряда, промывке скважины, подъеме бурового снаряда и замене грунторазрушающего инструмента (долота).

Оптимальный технологический режим бурения выбирают в зависимости от геологических свойств буримых грунтов, типа и диаметра грунторазрушающего инструмента, качества и состояния оборудования и инструмента, а также от длины скважины.

Основными регулирующими параметрами при вращательном бурении с прямой промывкой являются осевое усилие на грунторазрушающий инструмент, частота вращения бурового снаряда и расход промывочной жидкости.

В рыхлых грунтах (песок, гравий, галечник) бурение следует вести при осевых усилиях 0,6—1,0 кН на 1 см лопастных долот и 1,0—1,5 кН на 1 см шарошечных долот. Частота вращения бурового снаряда в таких условиях колеблется от 2,5 до 4,0 $с^{-1}$, а расход промывочной жидкости может достигать 10 л/с.

В глинистых грунтах (глина, суглинок) бурят в основном трехшарошечными долотами при осевом усилии 1,5—2 кН на 1 см долота, частоте вращения бурового снаряда 2,5—4 $с^{-1}$ и расходе промывочной жидкости до 8 л/с.

Вращательное (роторное) бурение с прямой промывкой обеспечивает высокие скорости бурения, однако необходимость использовать при этом глинистый раствор связана с проведением работ по разглинизации, которые не всегда обеспечивают полное восстановление фильтрационных свойств грунтов, хотя и занимают до 30% общего времени сооружения скважины. Поэтому в последнее время для бурения водопонизительных скважин применяют способы вращательного бурения с обратной промывкой (всасывающее бурение), которые по сравнению с другими способами обладают следующими преимуществами: позволяют бурить скважины долотом одного диаметра до конечной длины без крепления стенок обсадными трубами; предотвращают глинизацию водоносного горизонта; позволяют создать вокруг фильтра песчано-гравийную обсыпку значительной толщины; увеличивают механическую скорость бурения вследствие улучшения условий очистки забоя скважины; сокращают время на проведение откачки.

При таком бурении движение промывочной жидкости осуществляется по следующей схеме. Вода из отстойника самотеком поступает к забою скважины через кольцевой зазор между буровым снарядом и стенами скважины, а поднимается к поверхности по внутреннему каналу бурового снаряда. Для интенсивного засасывания и последующего сброса пульпы в отстойник всасывающую систему оборудуют центробежным насосом, эрлифтом или гидроэлеватором (рис. 7.15).

Бурение с обратной промывкой можно применять в мягких грунтах (I—IV категории по буримости) при условии обеспечения всего процесса

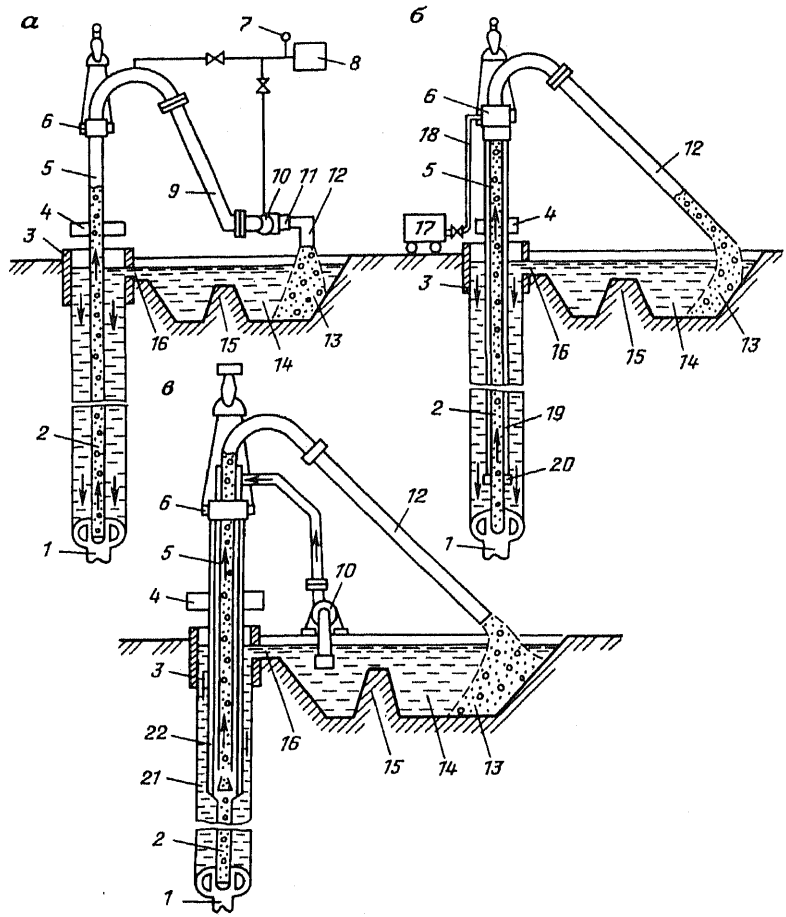


Рис. 7.15. Схемы способов вращательного бурения с обратной промывкой центробежным насосом (*а*), эрлифтом (*б*) и гидроэлеватором (*в*):
1 — долото; *2* — бурильная труба; *3* — кондуктор; *4* — ротор; *5* — ведущая труба; *6* — вертлюг-сальник; *7* — вакуумметр; *8* — вакуум-насос; *9* — всасывающий рукав; *10* — центробежный насос; *11* — обратный клапан; *12* — сливной рукав; *13* — буровой шлам; *14* — отстойник; *15* — перемычка; *16* — канава для подвода воды в скважину; *17* — компрессор; *18* — воздухоподводящий рукав; *19* — воздухоподводящая труба; *20* — смеситель; *21* — гидроэлеватор; *22* — труба для подачи воды от центробежного насоса

сооружения скважины достаточным количеством воды (до 10 м^3/ч на 1 м мощности водоносного горизонта) и сохранения устойчивости ствола скважины на время ее сооружения и установки фильтра.

Для крепления скважин часто применяют металлические бесшовные трубы муфтового соединения длиной 9,5—13 м и толщиной стенок 5,2—16,5 мм.

При креплении скважин небольшой глубины (до 50 м), пробуренных в рыхлых неустойчивых грунтах, а также в песках плывунного типа, когда обсадные трубы опережают буровой снаряд, целесообразно использовать безмуфтовые обсадные трубы с наружной резьбой на одном конце и внутренней — на другом.

Для крепления стенок скважин больших диаметров (200—1200 мм) используют стальные электросварные трубы, соединенные между собой электро- или газосваркой.

Наряду с металлическими трубами скважины иногда крепят асбоцементными или пластмассовыми трубами.

Скважины, пробуренные установками ударно-канатного бурения, закрепляют обсадными трубами методами ходовой колонны, расхаживания и свободного спуска.

Методом ходовой колонны крепят скважину, пробуренную в мягких неустойчивых грунтах. В зависимости от устойчивости стенок скважины ее крепят с отставанием или опережением забоя. В мягких неустойчивых грунтах вследствие трения о грунт опускание труб встречает значительное сопротивление, возрастающее по мере углубления скважины. В связи с этим для принудительной посадки обсадных труб применяют ударные снаряды. На практике чаще используют снаряды, масса которых колеблется в широких пределах (от 200 до 1300 кг).

Обычно в начале забивки обсадные трубы двигаются вниз быстро (1—1,5 см за 3—5 ударов), затем погружение их замедляется. Если после 70—80 ударов забивного снаряда трубы опустились всего на 1 см, то крепление скважины трубами данного диаметра прекращают и переходят на следующий диаметр труб.

Кроме ударных снарядов для принудительной посадки обсадных труб применяют вибромашины. Создаваемые ими колебания ослабляют связи грунта с трубами, что способствует повышению скорости погружения обсадных труб.

Для выравнивания стенок скважины и предохранения обсадных труб от деформации на нижний конец первой обсадной трубы навинчивают обсадной башмак. При посадке труб с забиванием или задавливанием применяют гладкий башмак, имеющий снизу острый режущий торец, а при продвижении труб с вращением — фрезерный башмак с зубьями на нижнем конце.

Для предохранения верхнего конца обсадных труб от смятия при забивке на него надевают предохранительную головку. При креплении скважины обсадными трубами муфтового соединения применяют резьбовые забивные головки, ввинчиваемые в муфту, а при креплении трубами, соединяемыми электросваркой, — многоступенчатые забивные головки нескольких смежных диаметров, надеваемые непосредственно на их верхнюю часть.

Расхаживание обсадных труб заключается в передаче им возвратно- или прерывисто-поворотных движений относительно их оси. Угол поворота обсадных труб изменяется от 20 до 40°, частота поворотов

достигает 60 в 1 мин, что соответствует 3—6 полным оборотам. При этом трубы погружаются в скважину без дополнительных усилий забивкой или задавливанием, так как расхаживание приводит к снижению трения труб о стенки скважины. Благодаря возвратно-поступательному движению труба достаточно свободно продвигается в грунте, а фрезерный башмак обсадной трубы разрыхляет грунт забоя скважины, облегчая последующую проходку скважины.

Свободный спуск обсадных колонн осуществляют на интервале, закрепленном трубами большого диаметра, или при бурении в устойчивых грунтах, когда диаметр скважины превышает наружный диаметр башмака и муфт обсадной колонны. Колонну спускают после углубления скважины на 50—60 м при переходе на другой диаметр. Трубы идут свободно, без принудительной посадки. Башмак каждой колонны труб внедряют на 3—5 м в твердые грунты (тяжелый суглинок, глина), чтобы изолировать вышележащие горизонты друг от друга. Когда заглубить башмак колонны в твердые грунты не удается, на забое создают глиняный или цементный тампон.

Скважины, пробуренные вращательным способом с прямой промывкой, закрепляют методом свободного спуска. Перед монтажом обсадных труб в скважину ее ствол равномерно прорабатывают.

Для уменьшения нагрузки на талевую систему и мачту буровой установки в нижней части обсадной колонны устанавливают обратный клапан. Он препятствует поступлению глинистого раствора из скважины внутрь обсадной трубы.

Асбестоцементными и пластмассовыми трубами крепят в основном скважины, пробуренные вращательным способом и имеющие глубину не более 150 м. При этом необходимо учесть, что асбестоцементные трубы имеют иные размеры, чем стальные обсадные. При примерно одинаковых наружных диаметрах внутренние диаметры асбестоцементных труб на 20—40 мм меньше внутренних диаметров стальных труб. В связи с этим в скважине, закрепленной асбестоцементными трубами, возможна установка водоподъемника, меньшего на один-два очередных диаметра по сравнению с тем, который мог бы быть установлен в соответствующей колонне обычных стальных труб.

Асбестоцементной или пластмассовой обсадной колонной, состоящей из труб, соединенных между собой резьбовыми муфтами, крепят скважины так же, как и металлическими трубами. При безрезьбовом соединении неметаллических труб обсадные колонны опускают в скважину с нижней поддержкой. С этой целью к первой трубе присоединяют башмак с муфтой, оснащенной левой резьбой. Спуск таких колонн осуществляют с помощью бурильных труб, устанавливаемых внутрь обсадной колонны и соединенных с муфтой несущего башмака. По достижении обсадной колонной требуемой глубины бурильные трубы вывинчивают из башмака и поднимают на поверхность. Верхнюю часть колонны для предохранения от разрушения заканчивают металлической трубкой длиной 2—3 м и внутренним диаметром, равным диаметру асбестоцементных труб.

Фильтром водопонизительных скважин или рабочей частью называют участок скважины, закрепленный водопроницаемым устройством, предохраняющим водоносные породы от обрушения.

Конструкция фильтра должна удовлетворять следующим требованиям: обладать необходимой механической прочностью и достаточной устойчивостью против коррозионного и эрозионного воздействий воды, иметь минимальное гидравлическое сопротивление и обеспечивать максимальный пропуск воды с допустимыми скоростями; иметь необходимый процент скважности и соответствующие размеры проходных отверстий для предотвращения отложения солевых осадков на поверхности фильтра; быть простыми в изготовлении и надежными в эксплуатации; не допускать выноса мелких фракций породы; исключать возможность пескования скважины при эксплуатации фильтра; предусматривать возможность механической и химической очистки.

Основными конструктивными типами фильтров, получивших наибольшее распространение в практике водопонижения, являются дырчатые и щелевые, сетчатые, каркасно-стержневые и гравийные.

Дырчатые и щелевые фильтры применяют при водопонижении в гравелистых, галечниковых и трещиноватых скальных грунтах. Они представляют собой перфорированные трубы с круглыми отверстиями диаметром 7—10 мм или с щелями шириной 2,5—5,0 мм и длиной 50—250 мм.

Сетчатые фильтры (рис. 7.16) состоят из перфорированной с отверстиями или щелями трубы *1*, вдоль которой наварены 8—15 продольных стержней *2* диаметром 6—8 мм. На стержни намотана проволока из нержавеющей стали *3* диаметром 2—3 мм с расстоянием между ветвями 15—25 мм. Проволока через каждые 300—500 мм приварена к каркасу, поверх которой укрепляют фильтрационную сетку *4*. Для изготовления фильтров применяют сетки квадратного или гладкого (галунного) плетения из латунной проволоки и меди.

Недостатком фильтров такой конструкции является электрохимическая коррозия, возникающая из-за применения в конструкции двух разноименных металлов (медь и сталь), обладающих различными потенциалами. Для предупреждения электрохимической коррозии медные и латунные сетки могут быть заменены сетками из нержавеющей стали.

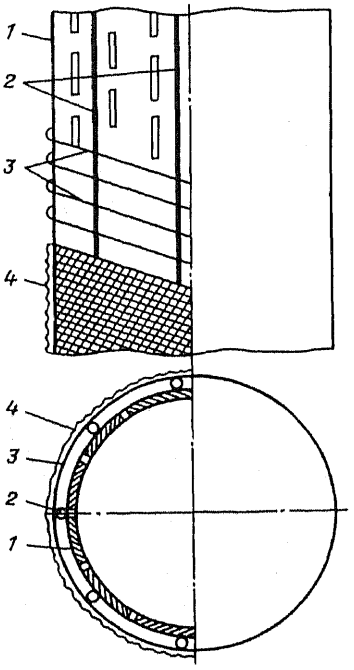


Рис. 7.16. Схема сетчатого фильтра

Кроме того, фильтры можно изготовить из штампованной гофрированной сетки из пластических масс с круглыми отверстиями.

Сетчатые фильтры применяют при водопонижении в крупных и среднезернистых песках.

Каркасно-стержневые фильтры (рис. 7.17, *а*) представляют собой сваренные в трубчатые каркасы металлические стержни, на которые навиты проволочные спирали. Буровые трубы в этих фильтрах применяют только для изготовления соединительных патрубков и опорных поясов под стержни.

Каркасно-стержневые фильтры обладают хорошими гидравлическими свойствами и обеспечивают наиболее эффективную работу скважин при длительной их эксплуатации. Особенно успешно применяют эти фильтры в водах неустойчивого химического состава.

Гравийные фильтры включают в себя опорный каркас из дырчатых или щелевых труб, каркасно-стержневых или иных конструкций. Водоприемная часть, контактирующая с грунтом, выполнена из фильтрующих материалов (песка или гравия), располагаемых на внешней поверхности каркаса (рис. 7.17, *б*).

Фильтр с гравийной обсыпкой устраивают непосредственно в скважине на требуемую глубину. Для этого на забой пробуренной и закреп-

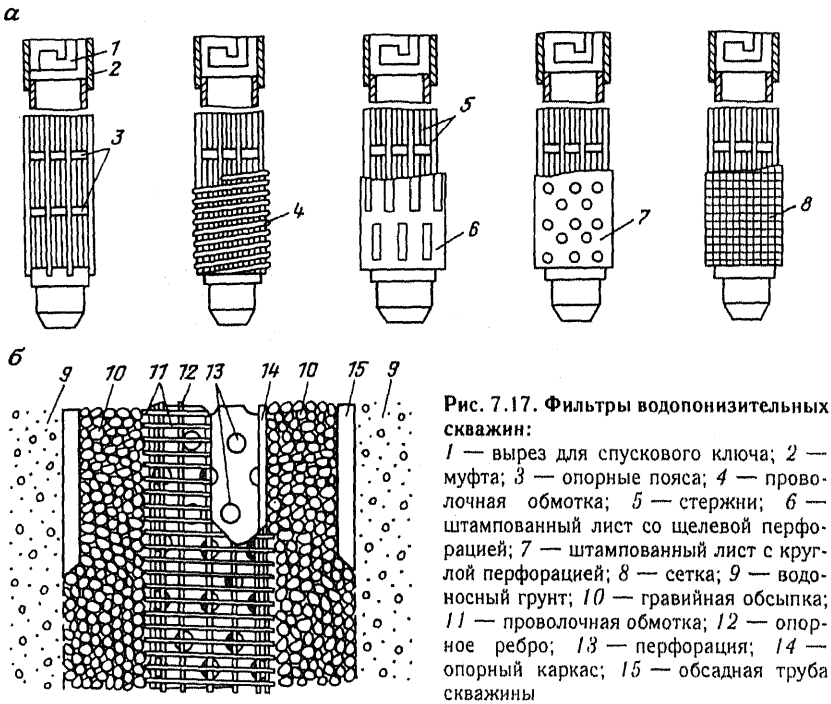


Рис. 7.17. Фильтры водопонизительных скважин:
1 — вырез для спускового ключа; *2* — муфта; *3* — опорные пояса; *4* — проволочная обмотка; *5* — стержни; *6* — штампованный лист со щелевой перфорацией; *7* — штампованный лист с круглой перфорацией; *8* — сетка; *9* — водоносный грунт; *10* — гравийная обсыпка; *11* — проволочная обмотка; *12* — опорное ребро; *13* — перфорация; *14* — опорный каркас; *15* — обсадная труба скважины

ленной обсадной колонной скважины опускают опорный каркас. Зазор между обсадной колонной и опорным каркасом заполняют малыми порциями песчано-гравийной смеси. По мере заполнения обсадную трубу поднимают с таким расчетом, чтобы гравийно-песчаная смесь находилась выше башмака обсадной трубы на 0,5—1 м до полного заполнения кольцевого пространства на требуемую глубину.

Правильное распределение гравийно-песчаной смеси достигается постоянной шириной кольцевого зазора между обсадной трубой и каркасом. Для этого устраивают направляющие скобы (фонари). Первый пояс фонарей — на отстойнике, второй — на рабочей части, третий — на надфильтровой трубе. При коротких фильтрах (до 5 м) фонари ставят на отстойнике и у начала надфильтровой трубы.

Толщину слоя гравийно-песчаной обсыпки принимают по расчету, она должна быть не менее 50 мм. Как показывает практика, наиболее надежными в эксплуатации являются скважины с гравийной обсыпкой толщиной 150—200 мм и более.

Фильтры с гравийной обсыпкой применяют для водопонижения в тонкозернистых или среднезернистых песках, а также при откачке воды агрессивного химического состава, склонных к выделению осадков на фильтрах и закупорке их проходных отверстий.

Эффект действия гравийных фильтров в основном зависит от того, насколько правильно подобраны состав обсыпки и ее толщина. В качестве однослойной обсыпки применяют песок, гравий и песчано-гравийные смеси. В качестве песчаной обсыпки используют промытый крупнозернистый песок со средним размером частиц 0,5—0,2 мм. Песчаные обсыпки используют при водопонижении в мелкозернистых песках, средний диаметр частиц которых не превышает 0,1 мм. Обсыпку фильтров гравием применяют при понижении уровня вод в песчаных породах, средние размеры частиц которых находятся в пределах 0,25—0,5 мм. Для обсыпки используют гравий диаметром от 0,2 до 10 мм.

Песчано-гравийную смесь изготавливают из песчаных и гравелистых пород с широким диапазоном гранулометрического состава (от 1 до 5 мм). Обсыпка фильтра песчано-гравийной смесью рациональна при среднем диаметре частиц водовмещающих пород в пределах 0,1—0,25 мм.

В некоторых случаях для осушения мелкозернистых песков применяют *клеевые (блочные) фильтры*. Их изготавливают на поверхности и опускают в водопонизительную скважину в готовом виде звеньями длиной 2,5—3 м. В современной практике используют несколько разновидностей фильтров блочного типа. В большинстве случаев блочные фильтры изготавливают из гравия, сцементированного вяжущими веществами (сульфитно-спиртовой бардой, битумом, бакелитовым клеем марки БФ-4 и др.). Кроме того, известны блочные фильтры, изготавливаемые из пористого бетона, пористой керамики.

В последние годы гравийные фильтры зачастую изготавливают непосредственно на поверхности земли (рис. 7.18).

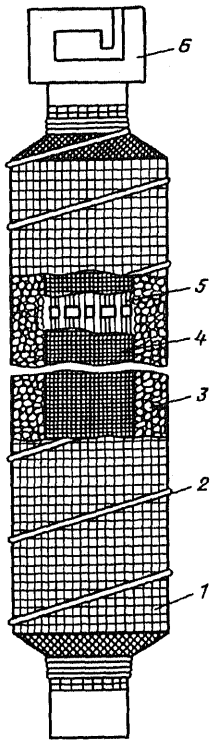


Рис. 7.18. Конструкция гравийного фильтра, изготавливаемого на поверхности:
1 — наружный сетчатый кожух; *2* — проволочная обмотка; *3* — песчано-гравийная смесь; *4* — внутренняя сетка; *5* — стержневой каркас; *6* — муфта

Для откачки воды из скважины наиболее часто применяют насосы с погружным электродвигателем.

Монтаж насосов осуществляют после окончания работ по бурению скважины и устройства в ней фильтра.

Перед монтажом насоса выполняют пробную откачку воды для полной очистки забоя скважины от бурового шлама, декольматации прифильтровой зоны, устранения возможности пескования и подготовки скважины к установке в ней постоянного насоса. Пробную откачку продолжают до полного осветления воды. В процессе откачки определяют дебит скважины, достигаемое понижение уровня воды в ней. После определения указанных параметров приступают к монтажу насосного оборудования.

Перед монтажом насоса проверяют глубину скважины, уровень воды в ней и при помощи специального шаблона состояние внутренней поверхности обсадных труб. В качестве шаблона применяют обсадные трубы длиной 5—7 м и диаметром, равным наибольшему диаметру насоса. Свободное перемещение шаблона по всей длине скважины говорит о ее пригодности для монтажа насоса.

Насос с погружным электродвигателем перед монтажом устанавливают вертикально, заполняют внутреннюю поверхность чистой водой, подсоединяют силовой кабель и проверяют сопротивление изоляции обмотки.

Спуск насоса с водоподъемными трубами в скважину осуществляют с помощью буровой установки или автомобильного крана. Насос располагают на расстоянии не менее 1—2 м от дна отстойника. По окончании монтажа насоса и водоподъемных труб над скважиной устанавливают опорную плиту с водоотводным коленом, гидравлической задвижкой и манометр. Напорный патрубок насоса соединяют с трубопроводом, отводящим воду за пределы площадки водопонижения. После присоединения кабеля к пусковой станции скважину сверху закрывают для предохранения ее от загрязнения.

Основным требованием к эксплуатации установок глубинного водопонижения является снижение уровня подземных вод на требуемую глубину и поддержание его на этой глубине в течение всего срока выполнения строительных работ.

В процессе эксплуатации водопонизительных установок осуществляют постоянный контроль их работы (проверяют показания амперметра, определяют вибрацию насоса, наличие песка в откачиваемой воде, периодически замеряют дебит и динамический уровень воды).

Динамический уровень воды в скважине измеряют с помощью электроуровнемера — датчика, опускаемого в скважину на калиброванном проводе по трубе малого диаметра, которую устанавливают при монтаже насоса. При контакте датчика с водой происходит замыкание электрической цепи, миллиамперметр отмечает импульс, и длина опущенного кабеля определяет положение динамического уровня.

После окончания водопонижения все оборудование демонтируют, а водопонизительные скважины ликвидируют. В зависимости от гидрогеологических условий, глубины и места расположения скважин по отношению к ближайшим сооружениям проводят ликвидационный тампонаж почти во всех породах, кроме сыпучих и плывунов. В глинистых грунтах для этой цели применяют вязкую глину, а в скальных и полускальных — бетон.

Водопонизительные скважины ликвидируют также путем закачки в скважину цементного раствора. В особо сложных горно-геологических условиях во избежание подвижек грунта и просадочных явлений фильтровую и обсадную колонны не извлекают. Фильтровую колонну и межтрубные зазоры в этом случае цементируют.

РАСЧЕТ ВОДОПОНИЗИТЕЛЬНЫХ УСТАНОВОК

При расчете водопонизительных установок определяют следующие показатели: понижение уровня подземных вод в расчетных точках, в том числе и в водопонизительных устройствах в различные сроки строительства; общий приток воды ко всей водопонизительной системе и отдельным скважинам в различные периоды времени; число и размещение водопонизительных скважин; остаточный приток воды к строительной площадке. В необходимых случаях с помощью расчетов определяют время достижения требуемого уровня понижения грунтовых вод.

Для расчета параметров водопонижения необходимо знать ряд исходных данных, характеризующих водоносные породы, в частности, коэффициент фильтрации k, коэффициент водоотдачи грунтов μ, коэффициент пьезопроводности (или уровнепроводности) a.

При водопонижении в водоносных породах, состоящих из нескольких пластов и имеющих различные коэффициенты фильтрации, принимают средневзвешенное расчетное значение коэффициента фильтрации по формуле

$$k = \frac{k_1 h_1 + k_2 h_2 + \ldots + k_n h_n}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n}. \qquad (7.1)$$

Формула (7.1) применима в случае, когда фильтрация происходит параллельно пластам. Если поток фильтрации направлен перпендикулярно пластам, то используют следующее выражение:

$$k = \frac{h_1 + h_2 + \ldots + h_n}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \ldots + \frac{h_n}{k_n}}, \qquad (7.2)$$

где h_1 и k_1 — мощность и коэффициент фильтрации первого пласта; h_2 и k_2, h_n и k_n — то же, второго и n-го пластов.

Значения коэффициентов водоотдачи грунтов μ и пьезопроводности a определяют на основании опытных полевых работ. При их отсутствии ориентировочное значение μ и a можно определить по табл. 7.1.

Таблица 7.1

Грунты	a, м^2/сут	μ
Глинистые грунты (суглинки)	20–800	0,05–0,1
Пылеватые пески, супеси	100–1000	0,1–0,15
Мелкие пески	$(0{,}25–1{,}25)10^4$	0,15–0,2
Пески средней крупности и гравелистые	$(0{,}15–1)10^5$	0,2–0,3
Галечно-гравелистые отложения	$(0{,}5–1)10^6$	0,2–0,35
Скальные грунты	$(1–8)10^7$	—

При расчете водопонизительных установок необходимо знать радиус их влияния R, который может быть найден по формулам:

для плоского безнапорного потока

$$R = \sqrt{\frac{3\,H\,k\,t}{\mu}}; \qquad (7.3)$$

для плоского напорного потока

$$R = 1{,}5\sqrt{at}; \qquad (7.4)$$

для радиального безнапорного потока

$$R = \sqrt{A^2 + \frac{4k}{\mu}(H + 0{,}5\,S)\,t}; \qquad (7.5)$$

для радиального напорного потока

$$R = \sqrt{A^2 + 3\,at}; \qquad (7.6)$$

где H — напор грунтовых вод, м; t — время откачки, которое при расчете иглофильтровых установок принимают равным 5 суткам; A — приведенный радиус водопонизительной установки, м; S — требуемое понижение уровня грунтовых вод на расстоянии x от центра контурной установки, м.

Расчетные методы разработаны в основном для линейного и контурного (по кругу) расположения водопонизительных устройств. В связи с этим при водопонижении на участках, где водопонизительные устройства расположены по другой схеме, их параметры рассчитывают по формулам, справедливым для кругового расположения водопонизительных скважин. При этом участок, на котором должна быть запроектирована водопонизительная установка, приводится к кругу радиусом A, т. е. фактический

участок площадью F и периметром P заменяют равновеликим кругом. Для этого используют следующие формулы пересчета:

для участка, имеющего форму вытянутого прямоугольника,

$$A = 0{,}25\,\eta\,(L + B) \qquad (7.7)$$

при $\frac{L}{B} \geqslant 10A = 0{,}25L$;

для водопонизительной установки, расположенной по контуру, близкому к кругу,

$$A = \sqrt{\frac{F}{\pi}}; \qquad (7.8)$$

для установки в форме неправильного в плане многоугольника

$$A = \sqrt[n]{r_1\, r_2 \ldots r_n}. \qquad (7.9)$$

B формулах (7.7)–(7.9) η — коэффициент, зависящий от отношения B/L, значения которого приведены ниже.

B/L	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geqslant 0{,}6$
η	1,05	1,08	1,12	1,44	1,16	1,174	1,18

L и B — длина и ширина прямоугольника, м; n — число вершин многоугольника; $r_1, r_2, \ldots, r_n$ — расстояния от вершины многоугольника до центра его тяжести, м.

Расчет иглофильтровых установок сводится к определению требуемого числа насосных агрегатов, расстояния между иглофильтрами и глубины их погружения для достижения заданного уровня грунтовых вод.

Расчеты линейных эжекторных иглофильтровых установок и систем водопонизительных скважин включают в себя определение дебита одной скважины $Q_с$, пониженного уровня воды на расстоянии x от линии эжекторных иглофильтров H_x при однорядном расположении скважин (рис. 7.19, *а*) или пониженного уровня h_k в центре сооружения при двухрядной схеме расположения эжекторных иглофильтров (рис. 7.19, *б*). Исходя из указанных ранее параметров, подбирают оборудование для водопонижения.

Расчет осуществляют в следующей последовательности. Задают необходимое понижение уровня грунтовых вод в центре установки S с учетом осушения грунтов на 0,5–1 м ниже основания выработки. По данным k, S и H определяют радиус действия установки по одной из формул (7.3)–(7.6). Значения дебита одной скважины $Q_с$ и понижение уровня грунтовых вод на линии расположения скважин $h_л$ эжекторных иглофильтров определяют путем совместного решения системы уравнений:

при безнапорном движении подземных вод

$$\left.\begin{aligned} Q_с &= 2\,q\,\sigma \\ h_л^2 &= h_с^2 + \frac{Q_с}{k}\,0{,}73\,\lg\frac{2\,\sigma}{\pi\,d_с} \end{aligned}\right\};$$

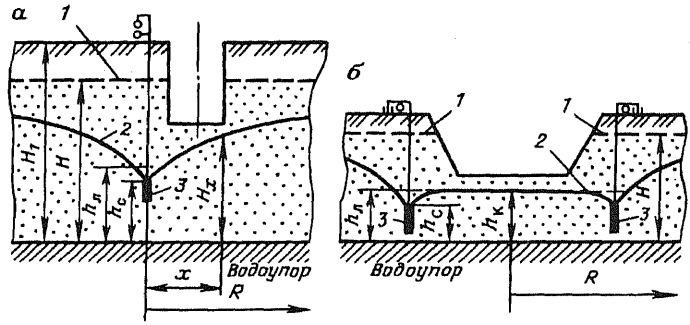


Рис. 7.19. Расчетная схема при однорядном (*а*) и двухрядном (*б*) расположении иглофильтров:
1 — неподвижный уровень воды; *2* — пониженный уровень воды; *3* — иглофильтры

при напорном движении подземных вод

$$\left.\begin{aligned} Q_с &= 2\,q'\,\sigma \\ h_л^2 &= h_с + \frac{Q_с}{mk}\,0{,}73\,\lg\frac{2\,\sigma}{\pi\,d_с} \end{aligned}\right\},$$

где $q = \dfrac{k\,(H^2 - h_л^2)}{R}$; $q' = \dfrac{2\,km\,(H - h_л)}{R}$; $2\,\sigma$ — расстояние между скважинами, м; $h_с$ — проектное понижение уровня воды в скважине, м; $d_с$ — диаметр водопонизительной скважины (фильтра), м; m — мощность водоносного горизонта, м.

При однорядном расположении скважин H_x определяют по формулам:

при безнапорном движении подземных вод

$$H_x = \sqrt{\frac{x}{R}\,(H^2 - h_л^2) + h_л^2}\,;$$

при напорном движении подземных вод

$$H_x = \sqrt{\frac{x}{R}\,(H^2 - h_л^2) + h_л^2}\,.$$

При расположении эжекторных иглофильтров с двух сторон тоннеля пониженный уровень воды в центре его определяют из следующих выражений:

при безнапорном движении подземных вод

$$h_k = \sqrt{H^2 - \frac{q}{k}\,R}\,;$$

при напорном движении подземных вод

$$h_k = H - \frac{q}{2\,km}\,R;$$

Глубина погружения эжекторного иглофильтра

$$L_э = H_1 - h_c + 1.$$

Расчет эжекторных водоподъемников сводится к определению подачи рабочей воды $q_р$, л/с, ее напора на входе в эжектор $h_р$, м, а также подачи рабочего насоса $Q_р$, л/с, и развиваемого им напора $H_р$, м, по формулам

$$q_р = 0{,}65 d_0^2 \sqrt{\frac{H_п - H_в}{1 - 0{,}02 H_п d_0^4}},$$

$$h_р = 3(H_п + H_в) + 0{,}2 q_р H_п,$$

$$Q_р = q_р n_и,$$

$$H_р = h_р + \Delta h,$$

где d_0 — диаметр сопла эжектора, см; $H_п$ — высота слива воды от эжектора, м; $H_р$ — расстояние по вертикали от сопла эжектора до точки излива, м; $H_в$ — величина вакуума, принимаемая для грунтов с $k < 1$ м/сут равной 9 ÷ 8 м и 8 ÷ 7 м для грунтов с $k \geqslant 2$ м/сут; Δh — общие потери напора в напорных трубопроводах водопонизительной установки, м; $n_и$ — число иглофильтров.

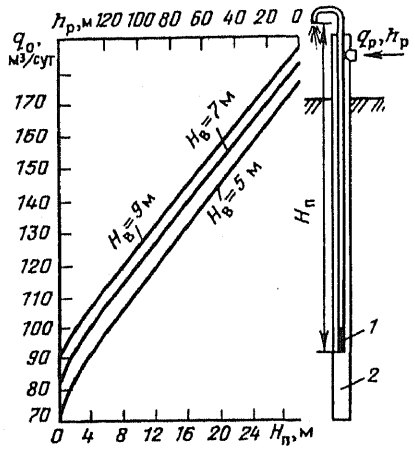


Рис. 7.20. Номограмма для определения подачи рабочей воды $q_р$ и ее напора $h_р$ на входе в эжектор:
1 — эжектор; *2* — фильтровое звено

Для эжекторных иглофильтров ЭИ-2,5 со стандартной насадкой с диаметром сопла $d_0 = 0{,}7$ см значения $q_р$ и $h_р$ можно определять по номограмме, изображенной на рис. 7.20.

Расчет кольцевых водопонизительных установок при строительстве стволов шахт приведен в томе I учебника.

7.2. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПОД СЖАТЫМ ВОЗДУХОМ

Сущность способа (рис. 7.21) заключается в том, что при подходе забоя выработки к неустойчивым обводненным породам (плывунам) проходку приостанавливают и в выработке возводят одну или несколько перегородок. В пространство между перегородкой и забоем выработки подают сжатый воздух под давлением, несколько бóльшим гидростатического давления воды в породах. Под действием сжатого воздуха вода отжимается из забоя выработки на расстояние 0,1—0,4 м в глубь массива. В результате неустойчивые водоносные породы частично осушаются. Массив пород становится более устойчивым, что создает благоприятные условия для ведения горнопроходческих работ.

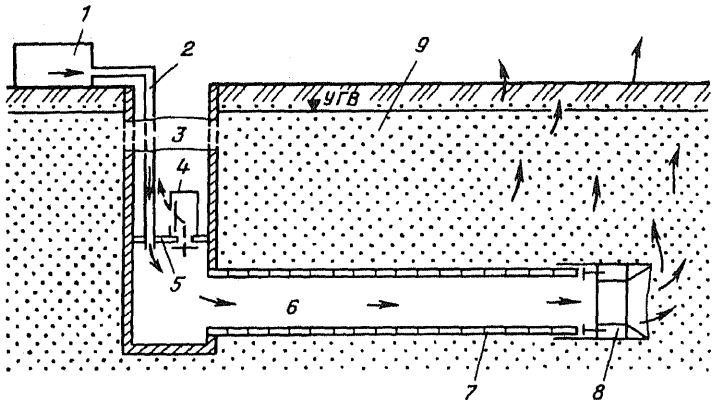


Рис. 7.21. Схема проведения выработки под сжатым воздухом:
1 — компрессорная станция; *2* — воздухопровод; *3* — ствол шахты; *4* — шлюзовая камера; *5* — герметичная бетонная перемычка; *6* — рабочая зона кессона; *7* — тюбинговая обделка; *8* — щит; *9* — водонасыщенный грунт; УГВ — уровень грунтовых вод

Проходку выработок под сжатым воздухом (кессонная проходка), исходя из санитарно-гигиенических соображений, можно применять при избыточном давлении до 0,2 МПа, т. е. при проведении выработок по водоносным пластам с напором подземных вод не более 20 м.

Поэтому сжатый воздух как средство осушения забоя и стабилизации массива горных пород применяют в качестве крайней меры, когда другие специальные способы по техническим и экономическим соображениям не могут быть использованы.

Наиболее часто под сжатым воздухом проводят тоннели различного назначения в сочетании со щитами.

Для проведения тоннелей под сжатым воздухом необходимо возводить специальные *герметичные перемычки*, обеспечивающие избыточное давление воздуха в пространстве между забоем и перемычкой. Такие перемычки возводят или в стволе (см. рис. 7.21), или же непосредственно в тоннеле. Анализ опыта проведения тоннелей показывает, что перемычки чаще всего возводят непосредственно в тоннеле на расстоянии 40—50 м от забоя, они разделяют тоннель на две зоны: рабочую и нормального атмосферного давления.

В рабочей зоне создают повышенное по сравнению с атмосферным давление воздуха, под действием которого вода в забое тоннеля отжимается и создаются благоприятные условия для проходки.

Для доступа людей в забой, транспортирования грунта, оборудования и материалов устраивают несколько герметичных перемычек, пространство между которыми называют *шлюзовыми камерами*.

Шлюзовая камера состоит из шлюзовых перегородок и шлюзов. В зависимости от диаметра тоннеля в шлюзовой камере располагают шлюзы параллельно (параллельная схема расположения шлюзов) (рис. 7.22) или

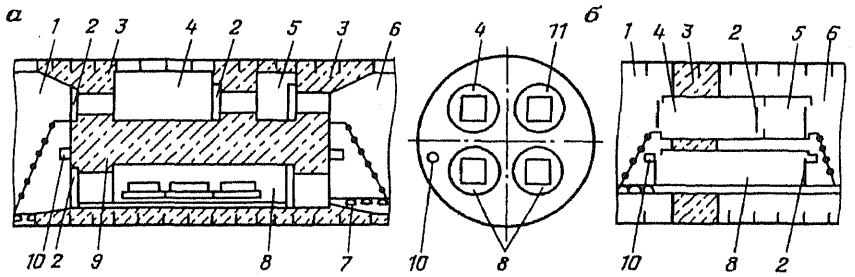


Рис. 7.22. Шлюзовые камеры:
1 — зона повышенного давления; *2* — металлические двери; *3* — железобетонные перемычки; *4* — аварийный шлюз; *5* — геодезический прикамерок; *6* — зона нормального атмосферного давления; *7* — подготовка из тощего бетона; *8* — материальный шлюз; *9* — железобетонные перекрытия; *10* — шлюзовая труба; *11* — людской шлюз

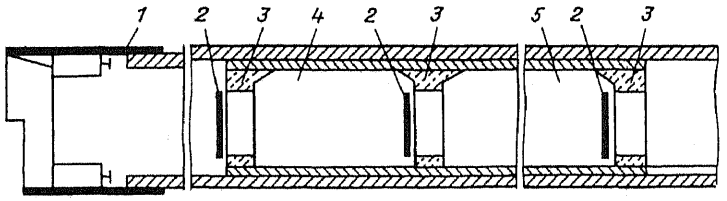


Рис. 7.23. Схема расположения шлюзов при проведении тоннеля под сжатым воздухом:
1 — щит; *2* — двери; *3* — перегородки; *4* — грузолюдской шлюз; *5* — аварийный шлюз

участок тоннеля разделяют на отсеки тремя воздухопроницаемыми перегородками (рис. 7.23) с дверями (последовательная схема расположения шлюзов).

Параллельную схему расположения шлюзов применяют при строительстве тоннелей большого диаметра (более 5 м), последовательную — при строительстве тоннелей малого диаметра (до 3,6—5 м).

Шлюзовые камеры, как отмечалось ранее, включают в себя перегородки и шлюзы. Шлюзовые перегородки изготавливают из металла, железобетона, бетона и сравнительно редко из кирпича. В последние годы широкое распространение получили стальные сборно-разборные инвентарные шлюзовые перегородки, которые могут быть быстро перенесены из одного места в другое по мере подвигания забоя выработки.

На рис. 7.22, *а* показана конструкция шлюзовой камеры, перегородки в которой выполнены из железобетона, а двери — из стали. Недостатками такой конструкции являются высокая трудоемкость и сложность ее возведения.

Шлюзовая камера, в которой перегородки выполнены из монолитного бетона, а шлюзы из стали, показана на рис. 7.22, *б*. Достоинством шлюзовых перегородок, выполненных из монолитного бетона, является то,

что они обеспечивают наибольшую плотность всех взаимных примыканий оборудования и бетона, укладываемого в пластическом состоянии.

Все рассмотренные ранее шлюзовые камеры имеют четыре *шлюза*: два нижних — материальные, по которым шлюзуют породу и строительные материалы; один верхний — для пропуска (шлюзования) людей; второй верхний — аварийный, который служит запасным выходом на случай аварии. Каждый шлюз имеет минимум две двери, которые открываются в сторону повышенного давления воздуха после уравновешивания давления по обе стороны двери.

Диаметр материальных шлюзов, зависящий от размеров вагонеток, составляет 1,8—2,1 м, а диаметр шлюзов для рабочих определяют из условия нахождения в шлюзе стоящих людей, и он равен 1,9 ÷ 2,0 м. Для унификации типоразмеров диаметр шлюзов принимают равным 2 м.

Длину материальных шлюзов находят из условия одновременного пропуска партии из трех-четырех вагонеток. Для пропуска партии вагонеток в зону нормального давления по рельсовому пути, уложенному внутри шлюза, необходимо устраивать откидное рельсовое звено длиной 1 м, которое поднимают или опускают при открывании двери в сторону повышенного давления. Длину шлюзов для рабочих назначают из условия размещения на скамьях с обеих сторон всей смены рабочих и технического персонала. Длину скамьи определяют из расчета 0,4 м на одного человека.

Аварийный шлюз должен быть постоянно открыт со стороны забоя. Его длину принимают из расчета, чтобы вместить весь работающий персонал при условии шлюзования стоя.

Геодезический прикамерок устраивают в виде дополнительного звена аварийного шлюза длиной 1,8—2 м.

Для подачи в зону повышенного давления длинномерных материалов (труб, рельсов, бревен и т.д.) в шлюзовой перегородке устраивают специальный шлюз-трубу диаметром 25—50 см. Через шлюзовую перегородку прокладывают все необходимые для работы трубы и кабели.

При последовательной схеме расположения шлюзов (см. рис. 7.23) для проведения тоннеля под сжатым воздухом шлюзовую камеру устраивают на расстоянии 10—15 м от забоя. Перегородки возводят чаще всего из монолитного бетона и сборно-разборных металлических элементов. Толщину перегородок рассчитывают на избыточное давление сжатого воздуха (обычно толщина бетонной перемычки достигает 1 м).

Шлюз между первой и второй перегородками предназначен и для грузов, и для людей. Его длину принимают равной 7 ÷ 10 м. Шлюз между второй и третьей перемычками длиной 3—5 м является аварийным.

Для безопасного ведения горнопроходческих работ в рабочей камере должно поддерживаться давление сжатого воздуха, необходимое для отжатия воды из забоя выработки. При проведении выработок, расположенных неглубоко от поверхности земли, это давление, как правило, не должно превышать гидростатического напора воды на уровне двух третей высоты забоя, т. е.

$$P = 0{,}01\,(H + 0{,}67D),$$

где P — давление воздуха; H — глубина заложения верха тоннеля от уровня воды; D — наружный диаметр щита.

Такое давление принимают для исключения возможности прорыва воды в нижней части забоя и сжатого воздуха — в верхней.

Проведение тоннелей под сжатым воздухом в зависимости от гидрогеологических условий можно осуществлять с помощью обычных механизированных или специально оборудованных щитов и, как правило, без перерывов. Разработку породы нужно выполнять с переборкой крепи ограниченными участками высотой до 30 см и в направлении сверху вниз одновременно во всех ячейках одного яруса. Одновременная разработка породы в нескольких ярусах допустима лишь при оборудовании ножевой части щита разделительными устройствами. Крепление забоя необходимо осуществлять гидравлическими забойными домкратами, а в перерывах между передвижками щита применяют дополнительную жесткую крепь. Следует также иметь постоянный запас материалов для быстрой ликвидации прорыва воды и грунта. К таким материалам относят пригнанные по контуру щита доски, запас пакли, глины, мешки с песком и т.д.

Если трасса тоннеля проходит на небольшой глубине под зданиями или сооружениями и в массиве пород отсутствует надежный воздухоупор, то в этом случае для предотвращения прорыва сжатого воздуха через забой породу обрабатывают специальным пластифицирующим раствором, который снижает фильтрационные свойства грунта. В качестве таких пластификаторов используют глинистые и бентонитовые растворы, взвесь тонкоразмолотого мела или гипса в воде с незначительными добавками жидкого стекла с хлористым кальцием и др.

В отдельных случаях для снижения утечек воздуха через обделку в забое выработки может быть использована полиэтиленовая пленка.

При проведении выработки по неоднородным породам и пересечении твердых пород допускают производство взрывных работ. Заряды взрывчатых веществ рассчитывают только на рыхление породы. При производстве взрывных работ расстояние от забоя до шлюзовой камеры должно быть не менее 20 м. Запрещается применение взрывных работ при проведении подводных тоннелей, если толщина слоя породы над ним менее 10 м. Если же толщина слоя превышает 10 м, то допускают производство взрывных работ с применением электровзрывания, но лишь при условии использования взрывных машинок и рубильников закрытого типа.

Погрузку породы осуществляют погрузочными машинами, а транспортирование груженых вагонеток — электровозами. Монтаж обделки ведут с помощью блокоукладчиков (тюбингоукладчиков), как при обычной щитовой проходке. После сборки очередного кольца обделки для уменьшения утечки воздуха зазор между оболочкой щита и обделкой немедленно заделывают паклей с промазкой глиной.

При проведении тоннелей большого диаметра в рабочей зоне необходимо иметь специальные предохранительные устройства, дающие возможность быстро покинуть тоннель: аварийный помост *4*, шлюз и пре-

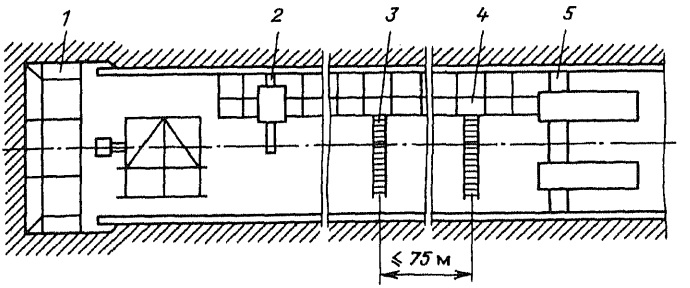


Рис. 7.24. Предохранительное устройства при проведении горизонтальной выработки под сжатым воздухом

дохранительную (спасательную) перегородку-экран *2* (рис. 7.24). Аварийный помост шириной 1 м помещают в верхней части сечения тоннеля на всем протяжении от щита *1* до шлюзовой перегородки *5*. Помост имеет поручни и обособленное освещение, позволяющее различать предметы в тумане. На расстоянии не более 75 м одна от другой устраивают лестницы *3*, связывающие помост с лотковой частью. Предохранительный экран представляет собой воздухонепроницаемую стальную диафрагму, которую размещают в верхней части тоннеля на расстоянии не более 35 м от щита. В состав экрана входит шлюз, вмещающий 2–4 человека. Экран предотвращает затопление тоннеля выше уровня нижней кромки, так как его действие основано на принципе водолазного колокола.

Рабочая зона тоннеля должна быть связана прямой телефонной связью с постом дежурного сигналиста, машинистом компрессорной станции

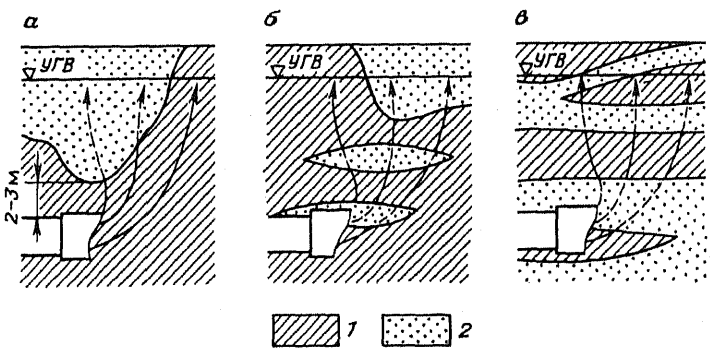


Рис. 7.25. Влияние геологических условий на применимость кессонного способа щитовой проходки тоннеля:
1 — пылеватые песчаные и глинистые породы с $k < 2$ м/сут; *2* — песчаные породы с $k > 2$ м/сут; сплошными стрелками обозначено движение восходящего потока по отдельным каналам прорыва в породах с $k < 2$ м/сут; пунктирными стрелками показана фильтрация восходящего воздушного потока по поровому пространству в породах с $k > 2$ м/сут

и дежурным кессонного здравпункта, а каждый шлюз оборудован раздельными световой и звуковой сигнализациями. Таблица сигналов должна быть вывешена в шлюзовых камерах и у рабочих мест дежурных — сигналиста и аппаратчика, обслуживающих шлюзы со стороны зоны повышенного давления. Освещение шлюзов — электрическое (напряжение 36 В) с двойным независимым питанием.

Анализ имеющегося опыта проведения тоннелей под сжатым воздухом показывает, что наиболее успешно кессонный способ применяют при пересечении грунтов с коэффициентом фильтрации $k < 2$ м/сут.

Все многообразие условий залегания песчано-глинистых грунтов с позиции их фильтрационной способности Э. В. Лехтимяки объединил в три основных стереотипных случая влияния геологического строения на применимость горизонтального кессона (рис. 7.25).

Необходимым и достаточным критерием надежного и успешного применения способа щитовой проходки под сжатым воздухом является сплошное пространственное развитие обводненных песчано-глинистых грунтов мощностью не менее 2 м (коэффициент фильтрации менее 2 м/сут, рис. 7.25, *а*) или же наличие выше тоннеля выдержанного слоя глины или плотного суглинка мощностью не менее 0,5 м. Такой экран дает возможность поддерживать заданное давление воздуха в рабочей камере. Наличие в околозабойном пространстве даже незначительных линз и линзовидных прослоек песчаных грунтов с $k > 2$ м/сут (рис. 7.25, *б*) может послужить причиной осложнения горнопроходческих работ вследствие вероятных внезапных выпусков грунта в тоннель, сопровождаемых временным усиленным водопритоком и значительным возрастанием давления воздуха из рабочей зоны кессона.

При любых других пространственных соотношениях напластования песчано-глинистых грунтов с коэффициентами фильтрации менее 2 и более 2 м/сут применение щитового способа проведения тоннеля под сжатым воздухом невозможно (рис. 7.25, *в*).

Кроме того, при применении сжатого воздуха по трассе тоннеля не должно быть непогашенных разведочных скважин, колодцев и других выработок, которые могут привести к разгерметизации рабочей камеры при их вскрытии забоем тоннеля.

Во время нахождения людей в зоне сжатого воздуха, особенно при больших давлениях (более 0,15 МПа), мышцы, кровь и слизистая оболочка человека поглощают из воздуха вместе с кислородом азот, который не усваивается организмом и при резком уменьшении давления начинает выделяться в тканях и суставах тела в виде пузырьков, что может привести к кессонной болезни. Кессонная болезнь проявляется в резком покраснении некоторых участков тела, сильных болях в суставах, голове, ушах и продолжается несколько часов. Вредного влияния сжатого воздуха на организм человека можно избежать при строгом соблюдении условий санитарного режима. В первую очередь при входе в рабочую камеру и выходе из нее переход от одного давления к другому должен осуществляться постепенно, для того чтобы процессы поглощения и выделения азота организмом происходили плавно, без выделения пузырьков. Про-

цесс постепенного увеличения давления сжатого воздуха (вход людей в кессон) называют *шлюзованием*, а обратный процесс (выход из кессона) — *вышлюзованием*. Шлюзование и вышлюзование осуществляют в шлюзовых аппаратах (шлюзах). Продолжительность шлюзования и вышлюзования в значительной степени зависит от избыточного давления в рабочей камере. По мере увеличения давления продолжительность шлюзования и вышлюзования увеличивается, причем время вышлюзования в большей степени, чем время шлюзования.

При работе под сжатым воздухом продолжительность рабочей смены, включая время шлюзования и вышлюзования, зависит от давления в рабочей камере.

Воздух в рабочей зоне должен содержать не менее 20% кислорода и не более 0,1% углекислого газа. Необходимо, чтобы температура воздуха в рабочей зоне была в пределах 12—22 °С. Расход воздуха на одного человека должен быть не менее 25 $м^3/ч$.

В случае заболевания кессонной болезнью больных помещают в барокамеры или лечебный шлюз, в которых давление воздуха поднимается до рабочего. В результате этого газовые пузырьки сокращаются в объеме, создавая возможность нормальной циркуляции крови. Снижение давления в лечебном шлюзе осуществляют крайне медленно, для того чтобы не возникли новые пузырьки. Как показала многолетняя практика проведения тоннелей различного назначения под сжатым воздухом, при хорошо организованном медицинском и санитарно-гигиеническом обслуживании, а также при строгом соблюдении правил охраны труда полностью обеспечиваются сохранение здоровья и нормальная трудоспособность горнорабочих.

Для успешного ведения работ под сжатым воздухом необходимо иметь хорошо оборудованную *компрессорную станцию*. Она должна включать в себя компрессоры низкого давления (для поддержания давления в рабочей камере и шлюзовых аппаратах) и высокого давления (для работы отбойных молотков, механизмов и т. д.).

Компрессорную станцию монтируют из нескольких однотипных компрессоров с давлением до 0,4 МПа, которые подают воздух через систему трубопроводов в воздухосборники, а оттуда в ствол, шлюзовое устройство. Целесообразно использовать поршневые компрессоры, а не ротационные. Последние при работе загрязняют сжатый воздух значительным количеством мельчайших частиц масла, что вредно для людей, работающих в зоне сжатого воздуха.

Потребность в сжатом воздухе может быть установлена на основании отчетных данных о построенных в аналогичных условиях горных выработках. Для предварительного определения расхода воздуха могут быть использованы эмпирические формулы, выведенные на основании опытных данных. Трудность теоретического обоснования расхода воздуха объясняется различной воздухопроницаемостью пересекаемых пород. Из практики строительства Московского метрополитена установлено, что породы по воздухопроницаемости можно разбить на шесть групп, отличающихся значением коэффициента воздухопроницаемости в пределах

0,5—2. Нижний предел соответствует плотным породам, а верхний — пористым.

Если имеются сравнительно небольшие утечки воздуха через зачеканенные швы обделки и шлюзовые устройства, то ими можно пренебречь и учитывать утечки только через забой и строительный зазор, они зависят от воздухопроницаемости пород. Объем подаваемого в единицу времени в щитовую выработку сжатого воздуха, м^3/мин, приведенного к нормальному давлению, может быть при этих условиях приближенно определен по формуле

$$V \approx \frac{\pi D_1^2}{4 \cdot 60} (1 + 10\, aP)\, L,$$

где D_1 — диаметр выработки, м; a — коэффициент, учитывающий воздухопроницаемость породы; P — давление сжатого воздуха, МПа; L — наибольшее расстояние от забоя до шлюзовой перегородки, м.

Как показывает практика, объем воздуха, подаваемого в рабочую камеру длиной 250 м, колеблется в пределах 400—300 м^3/мин при проведении тоннеля в наиболее водонепроницаемых грунтах; 300—100 м^3/мин в грунтах средней проницаемости и 100—50 м^3/мин — в слабопроницаемых грунтах.

Производительность компрессоров определяют из условий максимального расхода сжатого воздуха с учетом резерва в пределах 20—50% при централизованном воздухоснабжении от нескольких местных компрессорных станций и до 100% для индивидуальных установок. Для полной гарантии безопасности и бесперебойности горно-строительных работ требуемый резерв компрессоров должен быть обеспечен независимым источником энергопитания.

Обычно компрессорную станцию оборудуют несколькими компрессорами, что обеспечивает возможность замены или ремонта любого из них, двумя последовательно поставленными воздухосборниками суммарным объемом $V > 1{,}6\sqrt{Q}$ (Q — производительность компрессорной станции, м^3/мин). Компрессорную станцию необходимо помещать вне зоны загрязнения атмосферного воздуха и возможных осадок поверхности.

7.3. СТРОИТЕЛЬСТВО ТОННЕЛЕЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЗАМОРАЖИВАНИЯ ГРУНТОВ

Ледопородные ограждения вокруг горизонтальных или наклонных тоннелей могут быть созданы с помощью вертикальных замораживающих скважин, расположенных в несколько продольных рядов по всей трассе выработки (первая схема); скважин, расположенных параллельно оси выработки по ее контуру или в пределах сечения выработки (вторая схема) и комбинации этих способов (третья схема).

По первой схеме (рис. 7.26, *а*) вдоль трассы выработки бурят систему вертикальных замораживающих скважин *1*, расположенных в несколько рядов по квадратной или ромбической сетке, и создают сплош-

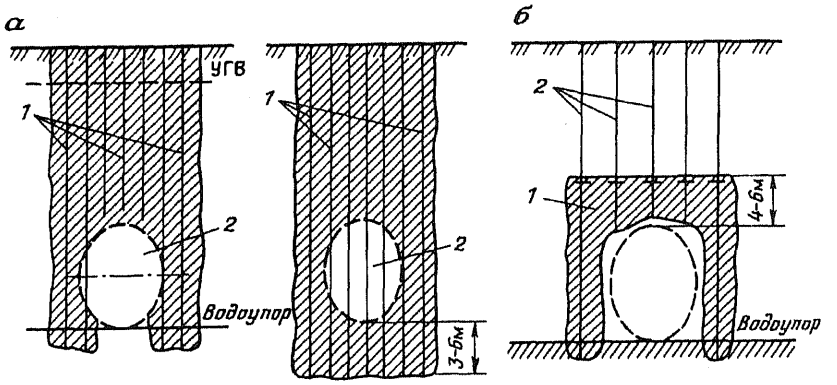


Рис. 7.26. Схемы создания сплошного ледопородного ограждения (*а*) и зонального (локального) замораживания (*б*)

ной ледопородный массив, в пределах которого проводят горизонтальную или наклонную выработку *2*.

При наличии водоупора в лотковой части выработки замораживающие скважины внутренних рядов недобуривают на 0,5 м до шелыги свода, а в контурных рядах заглубляют в водоупор. Это необходимо, для того чтобы не промораживать породу в месте проведения выработки. Если водоупорные породы залегают на значительной глубине, то скважины всех рядов заглубляют ниже лотковой части выработки на 3—6 м.

При строительстве подземных сооружений неглубокого заложения (до 20 м) ледопородные массивы образуют на всю длину скважины. При глубине заложения выработки более 20 м (рис. 7.26, *б*) предусматривают создание ледопородного ограждения *1* ограниченных размеров по высоте с помощью колонок зонального замораживания *2*. При наличии неустойчивых пород в кровле выработок образуют ледопородные потолочины мощностью 4—6 м.

В рассмотренных схемах крайние продольные ряды скважин называют *контурными*, а ряды, расположенные между ними, — *внутренними* или *центральными*. Число продольных рядов замораживающих скважин зависит от ширины или диаметра проектируемой выработки и составляет от двух до девяти рядов, а иногда и более. Ряды замораживающих скважин, расположенные перпендикулярно осевой линии проектируемой выработки, называют *поперечными рядами*, их число определяют в зависимости от длины сооружаемой выработки. В практике строительства расстояние между замораживающими скважинами в контурных рядах принимают равным от 1,2 до 2,2 м и во внутренних рядах — от 2,0 до 2,6 м. Расстояние между продольными рядами составляет от 1,5 до 2,6 м. Схему создания ледопородных ограждений вертикальными скважинами применяют при проведении протяженных наклонных выработок с углом наклона менее 30° и длиной более 80 м. Недостатками этой схемы яв-

ляются большой объем буровых работ, увеличение стоимости работ и усложнение механизации выемки породы, так как ее приходится разрабатывать в замороженном состоянии. Однако, несмотря на указанные недостатки, на практике эта схема получила наиболее широкое распространение, вследствие того, что выполнение операций по бурению и оборудованию скважин не связано с большими трудностями.

По второй схеме при проведении горизонтальных выработок в неустойчивых породах ледогрунтовое ограждение может быть создано непосредственно из забоя выработки или же из специальной выработки (ствола, котлована, камеры). Ледогрунтовое ограждение из забоя выработки можно осуществить с применением горизонтальных замораживающих скважин, располагаемых внутри контура выработки (рис. 7.27, *а*), или же расходящимся пучком (рис. 7.27, *б*). При

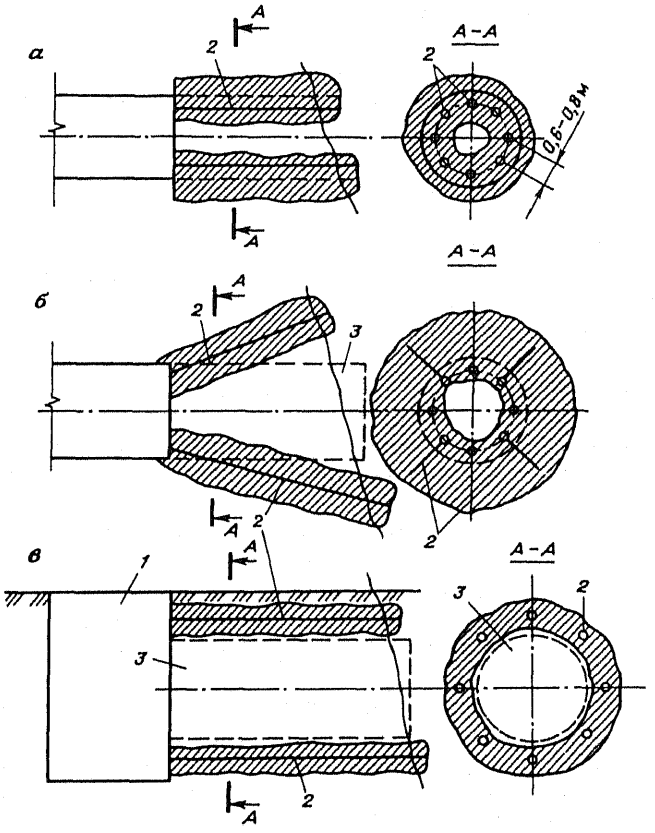


Рис. 7.27. Схемы образования ледогрунтовых ограждений при проведении горизонтальных выработок:
1 — ствол (котлован); *2* — замораживающие скважины; *3* — горизонтальная выработка

этом замораживающие скважины должны быть заглублены в водоупор. В противном случае грунт промораживают по всему сечению выработки. После создания ледогрунтового ограждения проектных размеров замораживающие колонки отключают от рассольной сети, демонтируют питающие трубы и приступают к горнопроходческим работам. По мере проходки встречающиеся в забое трубы замораживающих колонок вырезают.

При создании ледогрунтового ограждения из специальной выработки (рис. 7.27, *в*), которую чаще всего проводят также с применением способа замораживания, за пределами контура выработки бурят горизонтальные скважины, которые затем оборудуют замораживающими колонками. В рыхлых водонасыщенных грунтах замораживающие колонки задавливают в массив с помощью гидродомкратов. Горнопроходческие работы в этом случае осуществляют под защитой ледогрунтового ограждения, толщину и температуру которого можно регулировать в процессе ведения работ.

Замораживание грунта в этих случаях осуществляют с помощью передвижных станций. Толщину ледогрунтового ограждения определяют посредством расчета или назначают из конструктивных соображений в пределах 2—2,5 м. Режим работы замораживающей станции и контроль за образованием ледогрунтового ограждения организуют и осуществляют из тех же соображений, что и при замораживании горных пород при строительстве стволов шахт. Описанная ранее технологическая схема имеет ряд недостатков: двухтрубная конструкция колонок вызывает увеличение диаметра скважин, повышает гидравлическое сопротивление колонок, значительно усложняет монтажные работы и увеличивает ее металлоемкость; отсутствие надежных методов контроля за отклонениями горизонтальных замораживающих колонок от заданного направления приводит к необоснованному завышению коэффициентов запаса при расчетах безопасной толщины ледогрунтового ограждения и не гарантирует его смыкания; в связи с невозможностью при настоящем развитии техники прокладывать горизонтальные колонки на длину более 30 м замораживание грунтов осуществляют короткими заходками (участками). В связи с этим не в полной мере используют хладопроизводительность существующих передвижных замораживающих станций.

В связи с этим предложена прямоточная схема горизонтального замораживания грунтов, которая показана на рис. 7.28.

При этой схеме колонки *3* задавливают (бурят) из одного ствола (выработки) *1* в другой *6* (рис. 7.28, *а*). Две рядом расположенные колонки соединяют с помощью металлических труб или гибких шлангов *4*, образуя замораживающую ветвь (рис. 7.28, *б*), так что конец одной колонки служит началом соседней (рис. 7.28, *в*).

Хладоноситель подводится к замораживающим ветвям колонок по питающему трубопроводу *7*, затем он движется по U-образной замораживающей колонке и поступает в отводящий трубопровод *8*. Из отводящего

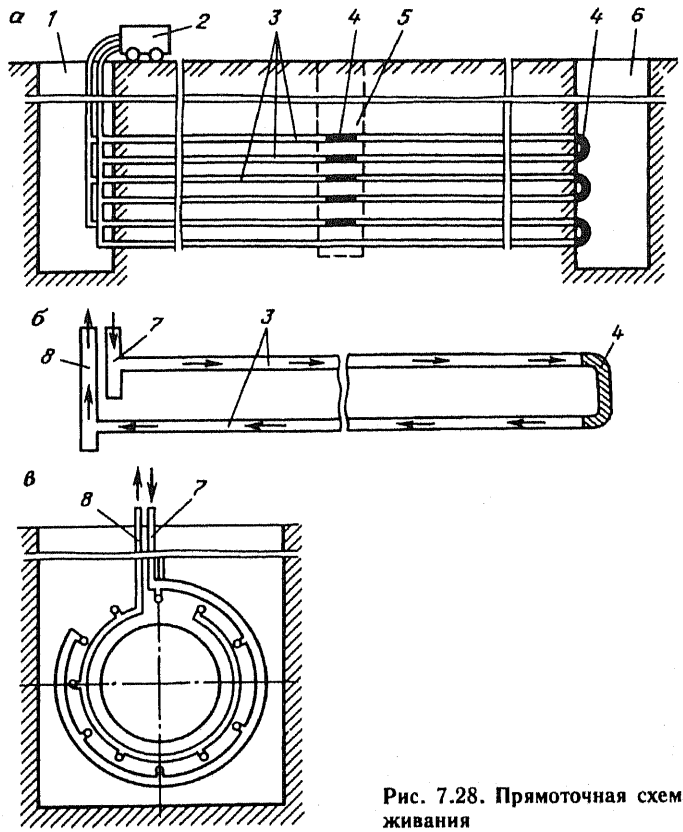


Рис. 7.28. Прямоточная схема замораживания

трубопровода хладоноситель поступает в испаритель холодильной установки, где вновь охлаждается и поступает в питающий трубопровод (рис. 7.28, *в*).

При большой длине участка, подлежащего замораживанию, колонки прокладывают из стволов котлованов, расположенных на его границе, навстречу друг другу в промежуточный шурф малого сечения *5*. В шурфе каждую из колонок соединяют с проложенной ей навстречу с помощью сварки или гибкими шлангами.

Таким образом, длина участка замораживания, обслуживаемая одной передвижной станцией, увеличивается в два раза и более (при соединении нескольких таких участков в единую ветвь). Сквозной проход замораживающей колонки из одного ствола в другой позволяет полностью отказаться от применения питающих труб и обеспечить прямоточное движение хладоносителя, что приводит к резкому снижению гидравлического сопротивления всей замораживающей сети. Это в свою очередь обеспечивает снижение теплопотерь, увеличение теплопередачи колонок и зна-

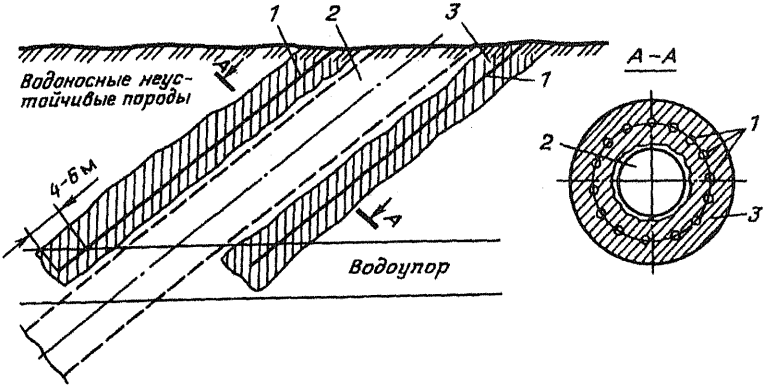


Рис. 7.29. Расположение замораживающих колонок вокруг наклонной выработки

чительное уменьшение мощности двигателя насоса для перекачки хладоносителя.

Схема может быть применена при строительстве различных по назначению и размерам подземных сооружений: коллекторных тоннелей и тоннелей метрополитенов, транспортных и пешеходных пересечений на застроенной территории и под действующими инженерными коммуникациями, монтажных и демонтажных камер для щитов.

При строительстве наклонных выработок с применением способа замораживания (рис. 7.29) замораживающие скважины *1* бурят наклонно, параллельно оси выработки *2* и располагают по контуру. При замораживании пород стремятся, чтобы ядро выработки было непромороженным. В зависимости от проектной толщины ледопородного ограждения *3* скважины располагают на расстоянии 1,5—2 м от контура выработки в проходке при расстоянии между ними 0,9—1 м. Замораживающие скважины заглубляют в водоупорную породу на глубину 4—6 м по наклону или 2—3 м по вертикали.

Рассмотренную схему, как правило, применяют при строительстве наклонных выработок с углом наклона 30° и длиной не более 100 м. По этой схеме возводят все эскалаторные тоннели метрополитенов.

Преимуществом описанной схемы является незначительный объем буровых работ, создание минимально необходимого объема замороженных пород, что обусловливает и меньшие затраты на производство работ.

Третью схему используют в особо сложных горно-геологических условиях, когда ледогрунтовое ограждение вокруг наклонной выработки создают наклонными и вертикальными скважинами в различных вариантах. При этом над наклонной выработкой образуют ледопородный массив, с боков его ограждают ледопородными стенами, а снизу — наклонным опрокинутым ледопородным сводом.

Выбор той или иной схемы замораживания должен базироваться на технико-экономических расчетах.

При проведении горизонтальных и наклонных выработок способом замораживания в зависимости от принятой схемы образования ледогрунтового ограждения возникает необходимость в бурении вертикальных, наклонных и горизонтальных скважин.

Для бурения вертикальных скважин на глубину 100 м в основном применяют *станки вращательного действия*. При бурении скважин в гравийно-галечных отложениях лучший эффект достигается при использовании *станков ударного действия*. В чистых (без включения гальки и валунов) песках, илах и других неустойчивых породах мощностью до 30 м целесообразно применять *способ непосредственного погружения замораживающих труб с подмывом грунта струей воды* аналогично погружению свай. При этом можно использовать боковой подмыв, при котором воду подают по трубам диаметром 37,5 м, прикрепленным снаружи замораживающей колонны. При боковом подмыве необходимо минимум две трубы, которые располагают симметрично относительно замораживающей колонки. Трубы для подмыва грунта крепят с таким расчетом, чтобы их можно было вращать вокруг замораживающей колонки. Длина труб для подмыва грунта должна быть больше замораживающих на 0,3—0,5 м. Наибольший эффект достигается при погружении замораживающих колонок с боковым подмывом.

Для успешного погружения колонок в песчаные породы воду по трубам подают под давлением от 0,2 до 1,2 МПа с расходом 300—1500 л/мин, при погружении в глинистые породы давление принимают равным 0,8 ÷ 1,5 МПа, а расход воды — 200 ÷ 800 л/мин. В породах, содержащих гравий и гальку, давление должно быть повышено до 2 МПа при расходе воды до 3500 л/мин. Основным требованием при погружении замораживающих труб является непрерывность подачи воды с необходимыми значениями давления и расхода.

При замораживании несвязных водоносных грунтов на глубину 15—18 м замораживающие колонки могут быть забиты в грунт без бурения скважин. Забивку труб осуществляют грузом массой 150—250 кг с применением копрового оборудования. Замораживающие колонки могут быть погружены в грунт с помощью вибромолота, используемого для погружения сваи. Для предотвращения разгерметизации стыков в качестве замораживающих труб предпочтительно применять безмуфтовые с конической нарезкой соединения трубы.

Технология проведения горизонтальных или наклонных выработок под защитой ледопородного ограждения имеет некоторые особенности. В связи с пониженной температурой воздуха в забое снижается комфортность труда и возникает необходимость в использовании утепленной спецодежды для рабочих; возникают перебои в работе машин из-за конденсации влаги в сжатом воздухе и загустевания смазки; при температуре ниже 10—15 °С чаще разрушаются нагруженные детали машин. Поскольку в геологическом разрезе присутствуют породы с различными теплофизическими свойствами (теплоемкостью и теплопроводностью), то имеет место неоднородность их промерзания на отдельных участках выработки и возрастает тру-

доемкость отбойки пород, вплоть до необходимости применения буровзрывных работ. Особенно трудно поддаются разработке замороженные глины, хотя при той же температуре большей прочностью обладают крупнозернистые кварцевые пески.

Замороженные породы способны с течением времени пластически деформироваться, а многие глинистые породы склонны к пучению при замораживании и особенно при их последующем обнажении. В связи с этим предъявляют дополнительные требования к конструкции постоянной крепи и технологии ее возведения. Кроме того, устанавливают специальный контроль за состоянием пересекаемых замороженных пород.

При проведении наклонных выработок забой разрабатывают на полное сечение без временного крепления стенок. Обнажение стенок выработки осуществляют на ширину двух-трех колец обделки с последующим заполнением пространства между обделкой и замороженной породой бетонной смесью или цементным раствором. Если в сечении забоя имеется большая площадь незамороженных песков, то осуществляют крепление забоя выработки для предотвращения его осыпания.

Разрушение незамороженных песков внутри контура ледопородного ограждения осуществляют, как правило, лопатами, гравелистые породы, мел и мергель отбивают кайлами, отбойными молотками и пневмомолотами, глины и суглинки — пневматическими лопатами.

Работы по выемке грунта выполняют в следующей последовательности. Сначала вынимают породу из незамороженного ядра, и затем отрабатывают замороженные породы отбойными молотками и пневмомолотами в направлении от центра выработки к периферии.

При проведении горизонтальных и наклонных выработок по замороженным породам щитовым способом горнопроходческие работы выполняют в той же последовательности, как и в обычных условиях. Если в сечение выработки попадают замораживающие колонки, последние отключают от рассольной сети и вырезают по всему сечению выработки.

В случае применения монолитной бетонной крепи укладку бетона в замороженной зоне выполняют способом, основанным на принципе сохранения и использования тепла, выделяемого цементом в процессе твердения бетона (экзотермическое тепло), и тепла, вводимого в бетонную смесь путем подогрева инертных материалов. Для приготовления бетонной смеси используют глиноземистый цемент или портландцемент марки не ниже 400. Сочетание высокомарочных цементов с ускорителями твердения, подогревом воды и инертных материалов, повышенным расходом цемента позволяет получить бетон необходимой прочности.

Оттаивание ледопородных ограждений вокруг горизонтальных и наклонных выработок осуществляется, как правило, естественным способом. Искусственное оттаивание иногда применяют в практике метростроя при строительстве эскалаторных тоннелей для равномерного нагружения крепи и регулирования деформации выработки. К оттаиванию замороженных пород приступают после проведения и закрепления выработки постоянной крепью.

Искусственное оттаивание осуществляют так же, как и при строительстве стволов. Контроль за оттаиванием пород осуществляют через одну из замораживающих колонок, отключенную от общей рассольной сети.

При замораживании грунта горизонтальными колонками замораживающие трубы не извлекают, они остаются в грунте после окончания горнопроходческих работ. В этом случае пространство внутри колонки заполняют тампонажным раствором. При замораживании грунта вертикально или наклонно расположенными колонками последние по возможности извлекают после окончания горнопроходческих работ.

Число подлежащих извлечению колонок и способ их извлечения устанавливаются проектом в зависимости от застроенности площадки и доступа к колонкам, степени ожидаемых осадок поверхности и сохранности наземных и подземных сооружений при извлечении колонок. Замораживающие трубы из скважин после оттаивания извлекают после демонтажа рассольной системы и удаления из колонок рассола. Для тампонажа скважины перед извлечением труб башмак (нижняя часть) замораживающей трубы обрезают с помощью трубореза. Срыв (отрыв) замораживающей трубы при подъеме осуществляют с помощью гидродомкрата, а дальнейшее извлечение — с помощью лебедки с полиспастом. Перед подъемом замораживающую трубу полностью заполняют тампонажным (глинистым) раствором. В случае утечки раствора в породу подъем колонки приостанавливают и заполняют ее раствором. Для уплотнения раствора в скважине его заливают в колонну труб выше уровня поверхности земли. Не поддающиеся извлечению трубы заполняют тампонажным раствором.

7.4. ТАМПОНИРОВАНИЕ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ

При строительстве тоннелей наиболее часто применяют цементацию, силикатизацию и смолизацию, сущность которых изложена в книге «Шахтное и подземное строительство», т. I.

Помимо перечисленных ранее способов в последние годы при строительстве тоннелей компанией «Такена Комутен» (Япония) разработан новый вид материала — *гидроактивный полиуретан*, который лег в основу однокомпонентной системы, получившей название TACSS — гидроактивная система химического укрепления грунта (компании) Такенака.

Характерная особенность системы TACSS заключается в том, что вода, насыщающая и дестабилизирующая грунт, используется в качестве второго реагента, необходимого для протекания реакции гелеобразования гидроактивного полимера.

Реакция гелеобразования гидроактивного пенополиуретана начинается только после его инъецирования в грунт за счет привлечения воды, насыщающей его поры. Вследствие этого безотказно достигаются укрепление и стабилизация пород, причем для этих целей эффективно используется весь объем инъецированного раствора. Не происходит ни потерь вре-

мени на гелеобразование полимера, ни снижения его прочности, ни вымывания под воздействием грунтовой воды, фильтрующейся с повышенными скоростями. Этот состав сохраняет свою начальную вязкость до тех пор, пока не вступит во взаимодействие с грунтовыми водами. Время его полимеризации можно регулировать в достаточно широких пределах, для чего в основной состав добавляют определенное, заранее отмеренное количество катализатора — ускорителя схватывания. Материал, образовавшийся по завершении реакции гелеобразования, имеет трехмерную структуру, нерастворим в воде, т.е. гидрофобен по своей природе, устойчив к воздействию агрессивных сред. Прочность грунта, закрепленного гидроактивным составом, обычно высока и достигает 10—15 МПа.

Другая важная особенность системы TACSS заключается в высокой проникающей способности гидроактивных полиуретанов, обеспечиваемой как за счет их низкой вязкости, так и вследствие эффекта вторичного проникания материала. Этот процесс объясняется тем, что образование геля сопровождается увеличением первоначального объема состава под воздействием давления углекислого газа, высвобождаемого при протекании реакции полимеризации. Благодаря этому полимер активно проникает внутрь грунта.

Один из мировых лидеров-производителей гидроактивных инъекционных пенополиуретанов — фирма «De Neef Conchem» (США, Бельгия). Все гидроактивные инъекционные полиуретановые составы фирмы «De Neef Conchem» представляют собой однокомпонентные полиуретановые преполимерные жидкости с различными вязкостью, сроками схватывания, увеличением в объеме и т.д. После полимеризации состав застывает, образуя жесткий или эластичный полиуретан. Продолжительность процесса вспенивания материалов зависит от ряда факторов, основными из которых являются количество добавленного в материал катализатора (ускорителя схватывания), специально разработанного для каждого состава, а также температура материала и участвующей в процессе гелеобразования воды. В среднем продолжительность полимеризации гидроактивного полиуретана составляет от 0,8 до 17 мин. Образовавшиеся в результате завершения химической реакции материалы отличаются долговечностью, не поражаются микроорганизмами, не растворяются водой, устойчивы к воздействию различных агрессивных сред, нейтральны к окружающей среде, лишены вкуса и не токсичны, технологичны при производстве работ, не оказывают вредного воздействия на человека и окружающую среду.

Фирмой «De Neef Conchem» разработан ряд гидроактивных инъекционных материалов: гидроактивный Кат (HA Cut), гидроактивный Флекс LV (HA Flex LV), гидроактивный Сойл (HA Soil), гидроактивный Мультигель NF (HA Multigel NF), гидроактивный Силфоам NF (HA SELFOAM NF) и гидроактивный Эластик (HA Elastic).

Тампонирование при строительстве тоннелей осуществляют по двум технологическим схемам: с поверхности земли и из забоя выработки.

При тампонировании пород с поверхности выбор схемы расположения тампонажных скважин зависит от глубины зало-

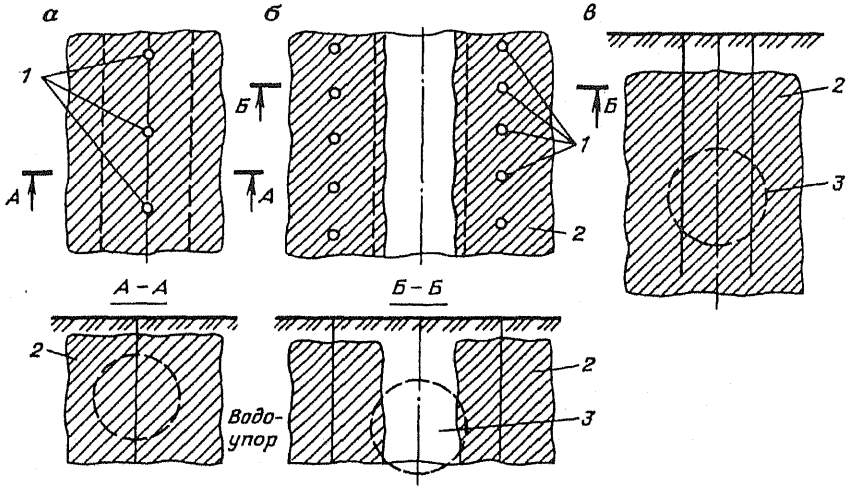


Рис. 7.30. Схема тампонирования с поверхности:
1 — тампонажные скважины; *2* — затампонированный массив; *3* — выработка

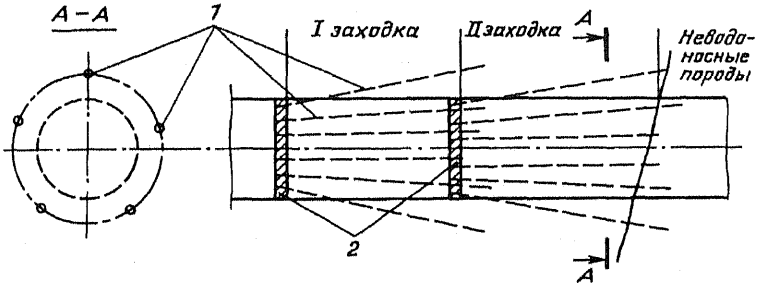


Рис. 7.31. Расположение тампонажных скважин при проведении горизонтальных выработок

жения выработки, гидрогеологических условий, наличия и глубины залегания водоупора. Если породы водоупора залегают на небольшой глубине от выработки, то тампонаж может быть осуществлен по схеме, показанной на рис. 7.30. В этом случае тампонажные скважины располагают в один (см. рис. 7.30, *а*) или два ряда (см. рис. 7.30, *б*) в зависимости от горно-геологических условий, параллельно оси выработки. При отсутствии водоупоров тампонированию подвергают весь массив, в котором будет проведена выработка (рис. 7.30, *в*). При этом тампонажные скважины бурят или вертикально, или наклонно в зависимости от горно-геологических условий и условий на поверхности по трассе строящегося объекта.

При тампонировании пород из забоя выработки (рис. 7.31) работы выполняют отдельными участками (заходками) опре-

деленной длины с последовательным чередованием процессов тампонирования и проведения выработки. Нагнетание тампонажного раствора в массив осуществляют через группы слабонаклонных скважин *1*, при этом формируются затампонированные массивы в виде конусов или ореолов, входящих один в другой. Для предотвращения выхода тампонажного раствора и воды в выработку при тампонировании каждой заходки возводят тампонажную перемычку *2* или оставляют целик из ранее затампонированной породы.

Длина участка тампонирования зависит от многих факторов и в первую очередь от свойства массива, вида тампонажного материала, буровых средств и т. д. В достаточно устойчивых породах длина участка тампонирования пород может достигать сотен метров, в то время как в неустойчивых и разрушенных породах она снижается до нескольких метров. В устойчивых породах наиболее часто тампонаж выполняют заходками длиной 10—50 м, а в неустойчивых — длиной до 5 м. Скважины располагают в пределах выработки и бурят под углом к продольной оси выработки с таким расчетом, чтобы концы скважин выходили за контур выработки на 1—5 м. Расстояние устьев тампонажных скважин от крепи выработок должно быть минимальным. Оно зависит от типа применяемой бурильной машины и колеблется в пределах 200—700 мм.

Каждая из рассматриваемых технологических схем обладает рядом преимуществ и недостатков. Так, при тампонаже с поверхности земли горнопроходческие работы совмещают с работами по тампонированию, и они зависят друг от друга, что позволяет проходить тоннели безостановочно с большими скоростями. Но при этой схеме необходимо выполнять значительный объем буровых работ, зачастую тампонировать «лишний» объем горных пород, что приводит к перерасходу тампонажных материалов и удорожанию строительства.

При схеме тампонирования пород из забоя выработки объем буровых работ сокращается, уменьшается и расход тампонажных материалов, но при этом резко снижается скорость строительства выработки из-за того, что работы по тампонажу и проходке чередуются. Кроме того, затрачивают значительное время на устройство тампонажных перемычек. В связи с этим выбор той или иной технологической схемы тампонирования горных пород должен базироваться на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом гидрогеологических условий строительства, физико-механических свойств породы, глубины заложения выработки, принятого типа бурильных машин и тампонажного материала.

При силикатизации и смолизации грунтов особенности производства работ обусловливаются небольшой глубиной тампонирования, которая не превышает 30 м, стесненностью строительной площадки, особенно в условиях плотной городской застройки, свойствами грунтов и растворов, тампонажным оборудованием и т. д. Основными элементами выполнения работ по силикатизации и смолизации грунтов являются следующие: погружение инъекторов на заданную глубину, на-

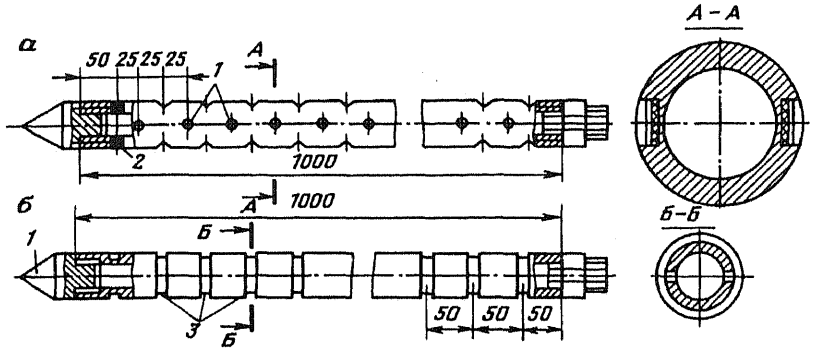


Рис. 7.32. Схемы инъектора

гнетание растворов, контроль за ведением работ, извлечение инъекторов, вспомогательные работы.

Инъекторы изготавливают из стальных цельнотянутых труб с внутренним диаметром от 19 до 42 мм и толщиной стенки не менее 5 мм. Инъектор состоит из наголовника, колонны глухих звеньев труб, перфорированного звена, наконечника и соединительных частей. Колонну глухих труб инъектора собирают из отдельных звеньев длиной 1—1,5 м, имеющих на концах внутреннюю металлическую резьбу. Звенья труб между собой соединяют ниппелем.

Основная часть инъектора — перфорированное звено с отверстиями в 2—3 мм, имеющее обычно длину 0,5—1,5 м. На рис. 7.32 показаны инъекторы двух типов. Инъектор первого типа (рис. 7.32, *а*) изготовлен из цельнотянутой толстостенной трубы, по периметру которой имеются отверстия *1* диаметром 3 мм, расположенные четырьмя рядами в шахматном порядке из расчета 60—80 отверстий на 1 м длины трубы. Отверстия защищены от засорения грунтом резиновыми клапанами *2*.

Наибольшее распространение в практике смолизации получил инъектор второго типа (рис. 7.32, *б*), который изготавливают из толстостенной трубы диаметром 32—42 мм, на боковой поверхности которой проточены канавки *3*. В канавках просверлены четыре диаметрально расположенных отверстия диаметром 2—3 мм. Отверстия эти закрыты резиновыми кольцами, уложенными в канавку на глубину 2—3 мм. Ширина канавок 8—10 мм.

При сплошном закреплении массива грунта инъекторы располагают по сетке в шахматном порядке. При создании противофильтрационных завес инъекторы размещают по контуру выработки в один или два ряда.

Способ погружения инъекторов в грунт зависит от физико-механических свойств закрепляемых грунтов, принятой схемы нагнетания раствора, глубины тампонирования. Погружение осуществляют посредством забивки инъекторов в грунт с поверхности или их опускания в предварительно пробуренные скважины. Инъекторы забивают с помощью пневматических молотков, бетоноломов и пневмопробойников. Весьма эф-

фективно использование вибропогружения в сочетании с ударно-забивным методом.

Внедрение инъекторов может быть также обеспечено при помощи гидродомкратов. Существующие конструкции гидродомкратов позволяют создавать усилие вдавливания до 600 кН при ходе поршня до 300 мм. Такие гидродомкраты имеют большие размеры и массу (до 87 кг), что позволяет использовать их в установке для внедрения инъекторов в особо стесненных условиях.

Для бурения скважин используют станки и оборудование, позволяющие проходить скважины диаметром 60—127 мм на глубину 15—30 м. Порядок погружения инъекторов принимают в зависимости от принятой схемы закрепления грунтов восходящими или нисходящими заходками. Величину одной заходки определяем по формуле

$$h_з = L_п + r,$$

где $L_п$ — длина перфорированной части инъектора; r — радиус зоны грунта, закрепляемой от одного инъектора.

Грунты, имеющие одинаковый коэффициент фильтрации, закрепляют сверху вниз (нисходящие заходки). При увеличении коэффициента фильтрации с глубиной грунты закрепляют восходящими заходками. Предельное значение давления нагнетания определяется проектом и корректируется пробным нагнетанием.

При использовании способа *двухрастворной силикатизации* и наличии фильтрации подземных вод тампонажные растворы нагнетают в следующем порядке. При скорости грунтовых вод 1 м/сут последовательно нисходящими заходками сначала нагнетают жидкое стекло на всю глубину закрепляемого грунта, после чего в обратном направлении восходящими заходками — раствор хлористого кальция. При скорости грунтовых вод от 1 до 3 м/сут поочередно в каждую заходку подают жидкое стекло и раствор хлористого кальция. При скорости грунтовых вод более 3 м/сут грунт закрепляют в две очереди: вначале устраивают временную водонепроницаемую завесу, а затем под ее защитой закрепляют массив грунта.

Жидкое стекло и раствор хлористого кальция нагнетают отдельными насосами сначала в нечетные ряды инъекторов, а затем в четные. При этом стремятся к тому, чтобы перерывы между нагнетанием жидкого стекла и хлористого кальция в массив грунта были минимальными и не превышали значений, приведенных ниже.

Скорость грунтовых вод, м/сут	0	0,5	1,5	3
Максимальный перерыв между нагнетанием жидкого стекла и хлористого кальция, ч	24	6	2	1

При использовании способа однорастворной силикатизации раствор нагнетают вначале в первый ряд инъекторов, затем во второй и т. д. В рядах растворы подают через один инъектор.

При *смолизации* тампонажный раствор нагнетают через один инъектор в каждом ряду. В случаях смолизации с предварительно обработкой

грунта кислотой вначале в каждую заходку подают 3—5%-ный раствор кислоты, затем прокачивают небольшое количество воды (20—30 л) и только после этого нагнетают гелеобразующий раствор. Перерыв между нагнетанием кислоты и гелеобразующего раствора не должен превышать 1 ч.

После окончания нагнетания раствора давление в системе постепенно снижают до нуля, после чего отсоединяют шланг от инъекторов. Резкое снижение давления может привести к забивке инъектора грунтами. После завершения работ по нагнетанию растворов инъекторы извлекают, а скважины заполняют цементно-песчаным раствором или пластичной глиной. Инъекторы из грунта извлекают с помощью гидравлических домкратов грузоподъемностью 5—10 т, винтовых шарнирных станков и автокранов.

Кроме основных работ по силикатизации и смолизации, выполняют вспомогательные работы, к которым относят приготовление растворов рабочей концентрации и гелеобразующих смесей, промывку, очистку оборудования, устройство тепляков в зимнее время и т. д. При силикатизации и смолизации грунта необходимо соблюдать общие правила по охране труда для работ на паровых, компрессорных, гидравлических и электрических установках, а также при выполнении общестроительных и горных работ. При работе с кислотой следует использовать специальную защитную одежду (брюки и бушлат из грубой шерсти, резиновые перчатки, передники, резиновые сапоги и специальные защитные очки). Переливать крепкую соляную кислоту из одной емкости в другую разрешается только с помощью специального насоса, при этом необходимо применять противогаз. Хранение суточного запаса кислоты разрешается в специально отведенном месте, огражденном и имеющем предупреждающий транспарант.

При нагнетании и приготовлении растворов не следует проливать их на землю. При случайном попадании химикатов смоченный участок должен быть присыпан слоем песка толщиной 5—10 см. Работы в закрытых помещениях нужно осуществлять с использованием вентиляции. Расчет вентиляции выполняют по нормам, применяемым для проветривания горных выработок.

Для приготовления химических растворов широко используют растворосмесители лопастного, центробежного и пропеллерного типов, из которых наиболее качественное перемешивание исходных компонентов обеспечивают растворомешалки пропеллерного типа.

Представляется перспективным применение комплекса тампонажного оборудования, расположенного на специальных передвижных платформах.

На рис. 7.33 показана схема приготовления химического раствора. Компоненты — кислота и смола из емкостей *1* и *2* центробежными насосами *3* подают в баки *4* и *5*, где происходит смешивание с водой до заданных параметров. Вода поступает туда по трубопроводам *6*. Смешивание осуществляют с помощью сжатого воздуха, который направляется по трубопроводам *7*. Бак для кислоты *4* представляет собой сварной сосуд

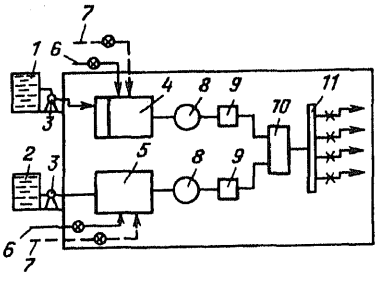


Рис. 7.33. Принципиальная схема приготовления химического раствора

прямоугольной формы. Внутри бак разделен на две емкости разного объема для концентрированной и менее концентрированной кислоты. При необходимости обе емкости могут сообщаться. Бак для смолы *5* представляет собой аналогичную конструкцию, но не разделяется на две емкости. Из баков *4* и *5* раствор смолы и кислоты с помощью насосов-дозаторов *8* через электромагнитные расходомеры *9* типа ЭМР-2 подают в смеситель *10*. Смесь кислоты и смолы в заданной пропорции нагнетают в распределительную колонку *11*, откуда через счетчики смесь поступает в инъекторы и далее в массив горных пород. Параметры нагнетания контролируются измерительной аппаратурой.

Расчетный радиус закрепления при силикатизации и смолизации грунтов, расположенных близко к поверхности, назначается в зависимости от вида и водопроницаемости грунтов согласно табл. 7.2.

Длину действующей (перфорированной) части инъектора или скважины $L_п$ принимают для грунтов однородного сложения равной 1 м, для грунтов неоднородного сложения — 0,5 м. При закреплении однородных просадочных суглинков через инъекционные скважины $L_п$ может быть увеличена до 3 м.

Таблица 7.2

Способ закрепления	Вид грунта	Коэффициент фильтрации, м/сут	Радиус закрепления грунта, м
Силикатизация двухрастворная	Пески разной крупности	5–10	0,3–0,4
		10–20	0,4–0,6
		20–50	0,6–0,8
		50–80	0,8–1
Силикатизация однорастворная двухкомпонентная	То же	0,5–1	0,4–0,6
		1–2	0,6–0,8
		2–5	0,8–1
Силикатизация однорастворная однокомпонентная	Просадочный лессовый грунт	0,2–0,3	0,4–0,7
		0,3–0,5	0,7–0,8
		0,5–1	0,3–0,5
Смолизация однорастворная двухкомпонентная	Пески разной крупности	1–5	0,5–0,65
		5–20	0,65–0,85
		10–20	0,85–0,95
		20–50	0,95–1

Расчет параметров инъекции при силикатизации и смолизации осуществляют в соответствии с расчетной схемой, показанной на рис. 7.34. В основу этой схемы положен объем закрепленного грунтового массива от единичной инъекции в форме условного цилиндра радиусом r и высотой l_3, равновеликого объему действительного закрепленного массива в форме, близкой к эллипсоиду вращения. Радиус цилиндра условно называют радиусом закрепления, а его высота представляет собой величину перемещения действующей части инъектора вдоль его оси от одной единичной инъекции к другой и называется *заходкой*. Заходкой называют также сам закрепленный грунтовый массив от единичной инъекции. Расстановка инъекторов (скважин) в плане и величина заходки с соответ-

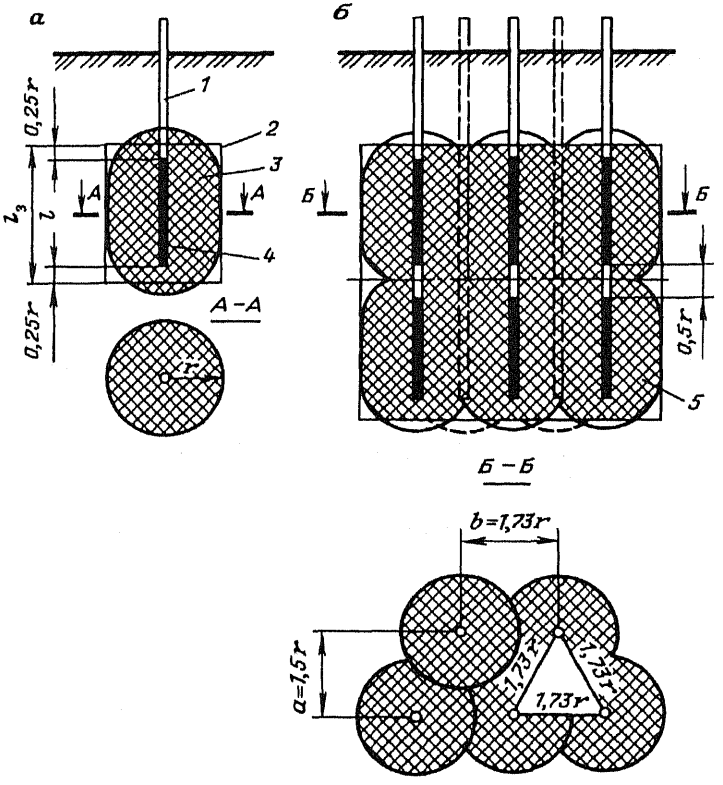


Рис. 7.34. Схема для расчета параметров инъекционного химического закрепления грунтов:

а — для единичной заходки; *б* — для сплошного массива; *1* — инъектор или инъекционная скважина; *2* — расчетный массив закрепленного грунта от одной заходки; *3* — действительный массив закрепленного грунта от одной заходки для однородной среды; *4* — перфорированная часть инъектора или действующая часть скважины; *5* — сплошной массив закрепленного грунта

ствующими коэффициентами, определенными по эмпирическим формулам, обеспечивают при инъекции сплошное закрепление грунтового массива.

При варианте схемы сплошного закрепления грунтов инъекторы или инъекционные скважины в плане располагают рядами в шахматном порядке. Расстояние, м, между рядами инъекторов (скважин) определяют по формуле

$$a = 1{,}5\,r.$$

Расстояние между инъекторами в ряду $b = 1{,}73\,r$,

где $r = \sqrt{\dfrac{Q\,\tau\,100}{\pi\,l\,n}}$ — радиус распространения раствора вокруг инъектора, м; Q — расход раствора, м^3/мин; τ — продолжительность нагнетания раствора, которая должна быть на 20—30% меньше времени твердения (гелеобразования), мин; l — величина заходки, обычно равная 1 м; n — пористость, %.

Объем закрепленного грунта, м^3, от единичной инъекции в одну заходку получим из выражения

$$q = \pi\,r^2 l_з.$$

Общий объем раствора увеличивается на число заходок или рассчитывается по формуле

$$Q = Q_г\,n\,q_п,$$

где $Q_г$ — объем закрепляемого грунта, м^3; n — расчетная пористость грунта, доли единицы; $q_п$ — коэффициент заполнения пор; при двухрастворной силикатизации для каждого раствора $q_п = 0{,}5$; при однорастворной силикатизации песчаных грунтов $q_п = 1$; при силикатизации просадочных лессовых грунтов $q_п = 0{,}7$; при смолизации песчаных грунтов, цементации крупнообломочных и трещиноватых скальных грунтов $q_п = 1$.

Объем раствора-крепителя рабочей концентрации на единичную инъекцию в одну заходку при однорастворной двухкомпонентной силикатизации и смолизации песчаных грунтов находим из выражения

$$q_к = q_с/(1 + \alpha),$$

где $q_с$ — объем гелеобразующей смеси на единичную инъекцию, α — объемное отношение отвердителя к крепителю для данной рецептуры.

Объем отвердителя рабочей концентрации на единичную заходку определяется как разность объемов гелеобразующей смеси и крепителя. Общие объемы растворов крепителей и отвердителей рабочих концентраций находятся как произведение единичных объемов на число заходок.

Количество исходного раствора закрепляющего реагента, необходимое для приготовления любого заданного объема раствора рабочей концентрации, определяем по формуле

$$Q_{и.к} = \frac{\rho_{р.к} - \rho_в}{\rho_{и.р} - \rho_в}\,Q_{р.к},$$

где $\rho_{р.к}$ — плотность раствора рабочей концентрации, г/см^3; $\rho_в$ — плотность воды, г/см^3; $\rho_{и.р}$ — плотность исходного раствора, г/см^3; $Q_{р.к}$ — количество раствора рабочей концентрации, л.

Количество воды, добавляемое к раствору исходной концентрации при приготовлении раствора рабочей концентрации, находится как разность объемов этих растворов.

Давление нагнетания тампонажных растворов зависит от многих факторов: глубины залегания водоносных горизонтов и гидростатического напора в них подземных вод; механической прочности грунтов; степени трещиноватости и раскрытия трещин, а также степени их заполнения вторичными материалами; числа и мощности одновременно тампонируемых водоносных горизонтов; радиусов распространения тампонажного раствора; принятых технологических схем тампонирования и способов нагнетания тампонажного раствора в скважины, а также составов и концентрации тампонажных растворов.

В зависимости от указанных факторов давление тампонажного раствора изменяется при нагнетании в широких пределах — от нулевого у тампонажных насосов в начале нагнетания до 35 МПа в конце нагнетания.

При тампонировании водоносных горных пород с поверхности земли давление нагнетания должно обеспечивать проникновение тампонажного раствора в трещины и поры горных пород на заданное расстояние от тампонажных скважин и вместе с тем исключать возможность деформации пород и гидроразрывы пластов.

При тампонировании водоносных горных пород с поверхности земли допустимое давление нагнетания, МПа, в первой вышележащей заходке должно быть не более

$$P_д = \frac{\gamma_п h_0}{100\, m},$$

где $\gamma_п$ — удельный вес пород, МН/м^3, h_0 — глубина заделки кондуктора (инъектора) или установки пакера в скважине, м; $m = 0{,}4 \div 0{,}5$ — коэффициент, учитывающий сопротивление при движении тампонажного раствора по трещинам и порам горных пород.

7.5. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ОПУСКНЫМ СПОСОБОМ

Строительство подземных сооружений опускным способом заключается в следующем. На площадке, подготовленной к строительству, первоначально возводят стены будущего подземного сооружения (рис. 7.35, *а*). В дальнейшем в контуре ограждающей крепи с применением соответствующей горно-строительной техники разрабатывают грунт и выдают его на поверхность за пределы крепи. По мере выемки грунта опускная крепь погружается в массив на проектную глубину (рис. 7.35, *б*).

После пересечения неустойчивых грунтов и заглубления ограждающей крепи на 1,5—2 м в плотные породы проходку выработки продолжают обычным способом с возведением временной или постоянной крепи (рис. 7.35, *в*) или же в зависимости от назначения сооружения возводят днище, перекрытие (рис. 7.35, *г*) и наземную часть сооружения.

Площадь поперечного сечения опускных сооружений может изменяться от 50 до 2000 м^2, а глубина погружения в отдельных случаях достигает 130 м.

Такой способ в технической литературе часто называют способ опускного колодца, опускная крепь или же погружная крепь в зависимости от назначения возводимого сооружения.

По назначению опускные сооружения могут быть разделены на два типа: *опускные колодцы* для устройства фундаментов ответственных зданий и сооружений и *опускные подземные сооружения* для размещения в них технологического оборудования и служебных помещений (водозаборные и канализационные насосные станции; камеры дробления горно-обогатительных, металлургических и калийных комбинатов; скиповые ямы доменных печей; склады и хранилища различного назначения и другие подземные объекты).

Промежуточное положение, приближающееся к первому типу, занимают *опускные крепи* для строительства вертикальных стволов шахт.

По форме в плане опускные сооружения могут быть круглые, прямоугольные, овальные или эллиптические в зависимости от типа и назначения подземного сооружения. Опускные колодцы, как правило, имеют круглую форму, так как в этом случае они являются более экономичными по расходу материалов, более устойчивыми к внешнему воз-

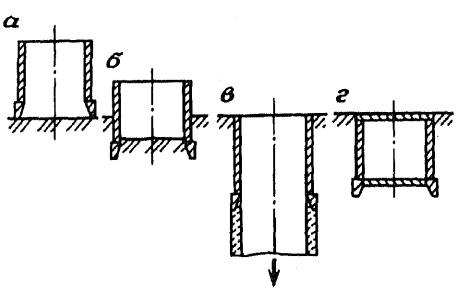


Рис. 7.35. Последовательность строительства подземного сооружения опускным способом

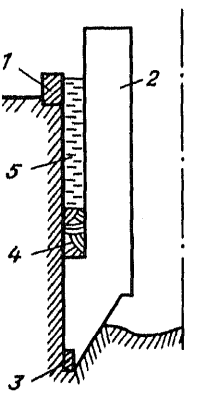


Рис. 7.36. Схема устройства тиксотропной рубашки:
1 — форшахта; *2* — стена сооружения; *3* — металлический резец ножа; *4* — замок; *5* — тиксотропный раствор

действию, обеспечивают меньшее сопротивление трения боковой поверхности о грунт, а также упрощают разработку грунта внутри крепи. Размеры опускных колодцев обычно небольшие — до 4 м в диаметре. Глубина погружения достигает 130 м и зависит от условий залегания скальных пород, на которые опирают фундамент сооружений.

Опускные подземные сооружения по форме выполняют круглыми или прямоугольными больших размеров до 60 м в диаметре и до 250 × 50 м в плане. Однако глубина погружения подземных сооружений не превышает 60 м.

Строительство подземных сооружений, как правило, выполняют в сложных гидрогеологических условиях при наличии слабых, рыхлых грунтов, нередко водонасыщенных, вблизи действующих зданий и сооружений. При больших притоках воды и присутствии напорных вод, особенно вблизи действующих зданий и сооружений, применение опускного способа строительства нецелесообразно. Большие трудности возникают при строительстве подземных сооружений опускным способом в слоистых перемежающихся породах различной прочности и залегающих наклонно, а также при наличии в рыхлых породах крупных твердых включений типа валунов. В ряде случаев для строительства подземных сооружений больших размеров в поперечном сечении в породах средней крепости применяют опускные крепи.

По мере погружения на стенках опускного сооружения резко возрастает боковое трение грунта.

Для снижения бокового трения, препятствующего опусканию сооружения, применяют так называемую *тиксотропную рубашку*.

Сущность способа опускания в тиксотропной рубашке (рис. 7.36) заключается в применении тиксотропного глинистого раствора, которым заполняют полость между наружной поверхностью сооружения и грунтом, что значительно снижает боковое трение, обеспечивает устойчивость грунтовых стен. Полость шириной 10—15 см создается благодаря выступу на ножевой части опускного сооружения. Для удержания глинистого раствора на поверхности по периметру опускного сооружения устраивают металлическое или железобетонное кольцо — *форшахту*.

Пространство между наружной поверхностью стены и грунтом по мере опускания сооружения заполняют *тиксотропной суспензией*.

Способ подачи суспензии в полость тиксотропной рубашки зависит от размеров сооружения, глубины его погружения и вида грунтов. Если сооружение имеет сравнительно небольшие размеры поперечного сечения и погружается неглубоко через толщу связных грунтов, то глинистый раствор подают через форшахту (рис. 7.37, *а*).

При опускании крупных сооружений через несвязные грунты глинистый раствор нагнетают в нижнюю часть рубашки над уступом ножевой части. Для этого с наружной или внутренней стороны оболочки вдоль стен монтируют стальные трубы диаметром 40—50 мм, располагая их через 3—5 м по периметру оболочки. При расположении труб с внутренней стороны в местах нагнетания раствора устраивают отводы

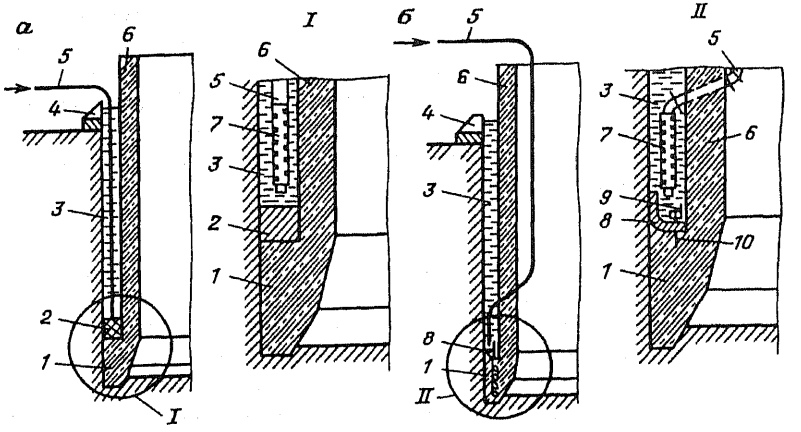


Рис. 7.37. Схемы устройства тиксотропной рубашки при погружении опускного сооружения с размещением инъекционных труб снаружи (*а*) и внутри (*б*) оболочки:
1 — режущий башмак; *2* — замок; *3* — тиксотропная рубашка (глинистый раствор); *4* — форшахта; *5* — инъекционная труба; *6* — опускная крепь (оболочка); *7* — перфорированное звено инъекционных труб; *8* — резиновая манжета; *9* — прижимной уголок; *10* — анкерный болт

(рис. 7.37, *б*). Нижнюю часть каждой трубы делают перфорированной по длине 0,6—1 м. Отверстия диаметром 10—15 мм располагают через 5—7 см в шахматном порядке только со стороны трубы, обращенной в направлении к рубашке, для того чтобы частицы грунта не засоряли инъекторы.

Поскольку глинистый раствор в полости тиксотропной рубашки находится под давлением, при погружении сооружения необходимо принимать меры по предотвращению попадания раствора под его ножевую часть. Для изоляции нижней части сооружения на уступе ножевой части выполняют специальный замок, препятствующий прорыву раствора внутрь сооружения. Замок выполняют из вязкого материала — глинистой пасты, пакли, пропитанной глинистым раствором, мятой глины с соломенной или камышовой резкой. Иногда замок выполняют из прорезиненной ленты.

В качестве тиксотропной рубашки используют глинистый раствор со свойствами, обеспечивающими устойчивость вертикальной грунтовой стены. Плотность глинистого раствора подбирают с таким расчетом, чтобы гидростатическое давление раствора на каждой рассматриваемой глубине было больше бокового давления грунта и грунтовых вод. Плотность глинистого раствора изменяется от 1,05 до 1,2 г/см^3. Наличие тиксотропной рубашки практически снимает трение боковой поверхности сооружения о грунт, что позволяет значительно снизить массу опускного сооружения и увеличить глубину погружения.

Использование тиксотропной рубашки гарантирует надежность, способствует повышению безопасности работ и сокращению сроков стро-

ительства. Способ опускания подземных сооружений в тиксотропной рубашке можно применять практически в любых несвязных грунтах при отсутствии в них крупных пустот или карстов, куда может уходить глинистый раствор.

Основными конструктивными элементами опускных сооружений являются (рис. 7.38): ножевая часть — режущий башмак, ограждающая крепь-оболочка и при необходимости днище, которое возводят после окончания погружения оболочки на проектную глубину.

Ножевая часть воспринимает и распределяет нагрузки от оболочки сооружения и тиксотропного раствора, она способствует опусканию всего сооружения по мере разработки и выемки грунта.

Конструкция ножевой части в значительной степени зависит от материала оболочки сооружения.

При применении оболочки опускного сооружения, изготовленной из металлических тюбингов, конструкцию ножевой части выполняют также из металла (рис. 7.39).

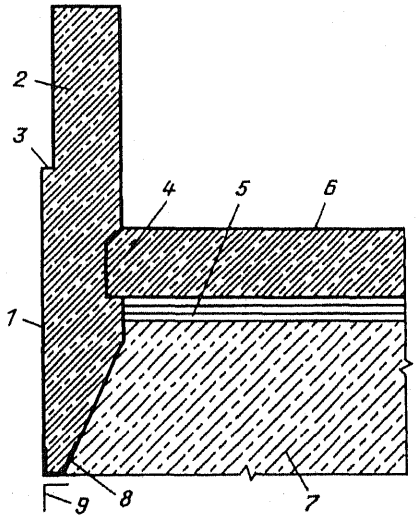


Рис. 7.38. Конструктивные элементы опускной крепи:
1 — режущий башмак; *2* — оболочка; *3* — наружный выступ; *4* — паз для днища; *5* — гидроизоляция; *6* — железобетонное днище; *7* — бетонная подушка; *8* — банкетка; *9* — металлический нож

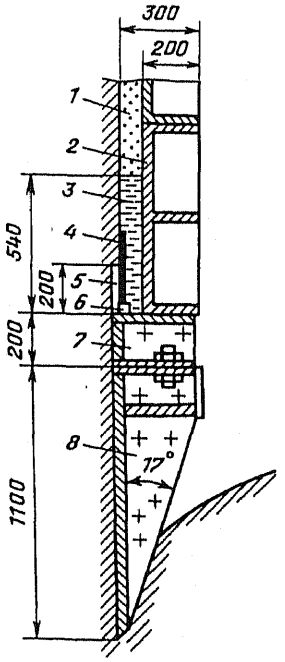


Рис. 7.39. Конструкция режущего башмака, применяемого для проходки стволов в практике метростроя:
1 — тиксотропный раствор; *2* — тюбинговая крепь ствола; *3* — слой жирной уплотненной глины; *4* — уплотнительная манжета; *5* — защитное кольцо; *6* — пружинная планка; *7* — промежуточная вставка; *8* — режущий башмак

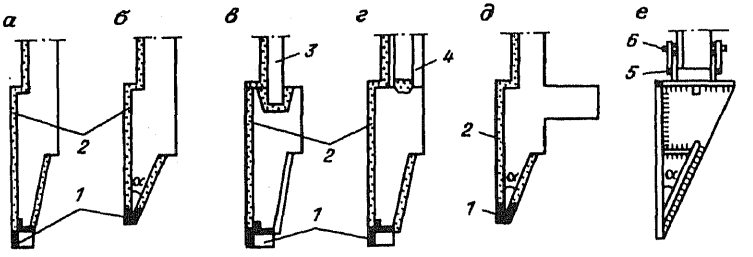


Рис. 7.40. Конструкции ножа:
а и *б* — железобетонные, выполняемые совместно с панелью; *в* и *г* — монолитные железобетонные со стенами из панелей и блоков; *д* — монолитные железобетонные нож и стена; *е* — металлический приставной; *1* — стальной резец; *2* — торкретштукатурка; *3* — панель; *4* — блок; *5* — губчатая резина; *6* — стальной штырь

При наличии оболочки опускного сооружения, изготовленной из монолитного или сборного железобетона, возможны различные конструкции ножевой части, показанные на рис. 7.40.

Угол наклона α скошенной части режущего башмака назначают исходя из характеристик прорезаемых пород грунта и выбранного способа выполнения работ. При погружении опускных сооружений в плотные грунты $\alpha = 85 \div 75°$, а ширину банкетки принимают минимальной. При проходке в слабых и илистых грунтах $\alpha = 35 \div 45°$, а ширина банкетки (в зависимости от толщины стен) — до 45 см. Наружный выступ равен 10 ÷ 15 см.

Если имеется опасение слишком быстрого погружения сооружения в грунт, то применяют многогранную форму ножевой части. Ширина банкетки составляет обычно 15—45 см в зависимости от характеристики грунта и размеров сооружения.

Оболочки опускных сооружений устраивают монолитными и сборными. *Монолитные опускные сооружения* армируют вертикальными каркасами, на которые по наружной и внутренней поверхностям навешивают кольцевые сетки с последующей укладкой бетона.

Сборные опускные крепи в большинстве случаев выполняют из вертикально устанавливаемых плоских панелей (рис. 7.41, *а*), крупных пустотелых блоков (рис. 7.41, *б*) или же из металлических тюбингов (см. рис. 7.39).

Толщину панелей принимают из расчета. Обычно она не превышает 30—80 см и зависит от глубины погружения сооружения и геологических условий.

Железобетонные панели армируют также исходя из расчетных данных. У большинства опускных сооружений нож совмещается с панелью колодца или с нижней панелью при двухъярусных стенах сооружения.

Вертикальные стыки между панелями армируют и омоноличивают бетоном той же марки, что и бетон панелей. Панели соединяют по горизонтали, т. е. первый ярус панелей со вторым, с помощью двух горизонтальных металлических полосок с наружной и внутренней сторон колодца.

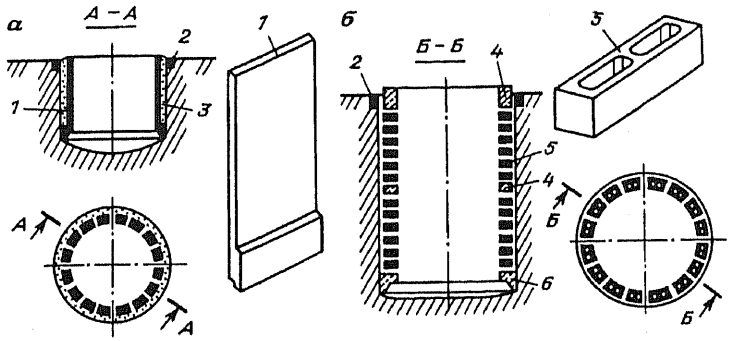


Рис. 7.41. Сборные сооружения, опускаемые в тиксотропной рубашке:
1 — панель; *2* — форшахта; *3* — тиксотропная рубашка; *4* — монолитные железобетонные пояса; *5* — блок; *6* — монолитный железобетонный нож

Размеры пустотелых железобетонных блоков зависят от конструкции сооружения и грузоподъемности механизмов, имеющихся на стройплощадке.

Через каждые 5—6 блоков по высоте делают монолитный железобетонный пояс, который вместе замоноличенными стыками объединяет стены сооружения в единую жесткую монолитную конструкцию.

Достоинство данной конструкции состоит в том, что при необходимости (в случае недостаточной массы сооружения) его стены можно утяжелять путем заполнения их грунтом, тощим бетоном, камнем, кварцитом и другими материалами.

В нижней части стен сооружения предусматривают выступ или паз для опирания железобетонной плиты днища. Ширина этого выступа (паза) составляет 15—30 см (см. рис. 7.38). Уступ на наружной поверхности стен устраивают, как правило, на расстоянии от банкетки ножевой части, равном 1/5 высоты сооружения.

Для устройства монолитных и сборных железобетонных опускных сооружений применяют гидротехнический бетон.

Работы по опусканию подземного сооружения состоят из подготовительных и работ по опусканию сооружения на проектную глубину.

Подготовительные работы включают в себя устройство строительной площадки, в пределах которой размещают оборудование для приготовления глинистого раствора, водоотлива, монтируют краны, бункеры и другое оборудование, необходимое для опускания сооружения.

В подготовительный период монтируют ножевую часть сооружения. Для этого в месте опускания сооружения выравнивают поверхность и покрывают слоем уплотненного крупнообломочного материала (щебень, гравий) толщиной 0,2—0,3 м. Устройство достаточно жесткого основания необходимо для предотвращения возможных просадок ножевой части опускного сооружения. На подготовленном таким образом основании

возводят конструкцию ножевой части, опирая ее на подкладки из деревянных брусков или шпал, бетонные блоки или монолитный бетонный пояс.

Брусья или блоки располагают друг от друга на расстоянии 0,5—1 м, чтобы давление на основание не превышало несущей способности грунта. Их частично утапливают в песчаную подушку и подбивают щебнем, гравием или песком.

Ножевую часть сооружения устанавливают строго горизонтально с допускаемыми отклонениями по высоте ±2 мм и в плане ±5 мм. Над ножевой частью возводят конструкцию стены опускного сооружения. Обычно при высоте стен колодца до 10 м их бетонируют за один прием, а при большей высоте — в несколько приемов. При этом стены разбивают по высоте на отдельные ярусы по 3—5 м.

Стены из монолитного железобетона возводят в деревянной или металлической опалубке. Применяют также опалубку из тонких железобетонных плит. Наиболее целесообразно использовать инвентарную скользящую опалубку, перемещающуюся с помощью домкратов или лебедок по мере бетонирования конструкции. Бетонную смесь подают за опалубку кранами в бадьях вместимостью 1—2 м^3 с откидным днищем или бетононасосами.

Оболочки сборной конструкции монтируют кранами из отдельных элементов, объединяя их между собой с омоноличиванием стыков.

При опускании сооружения в тиксотропной рубашке до начала погружения оболочки устраивают форшахту, заполняя ее глинистым раствором, уровень которого должен не менее чем на 1 м превышать уровень поверхности земли (если погружение осуществляется с поверхности). Это необходимо, для того чтобы предотвратить обрушение грунта в верхней части тиксотропной рубашки. Конструкцию форшахты выполняют из деревянных щитов, железобетонных плит или стальных листов, которые опираются на железобетонный пояс, устраиваемый по периметру опускаемой оболочки (рис. 7.42).

Опускание сооружения на проектную глубину начинают с заполнения форшахты глинистым раствором и снятия оболочки с подкладок. Эту весьма ответственную операцию необходимо выполнять очень тщательно, чтобы исключить перекосы оболочки в начальный момент опускания. Следует отметить, что при выполнении оболочки сооружения из монолитного бетона приступать к опусканию сооружения можно только после набора бетоном конструкции 100%-ной прочности.

К удалению подкладок, расположенных под ножом колодца, приступают только после снятия всех стоек, поддерживавших опалубку внутренних стен сооружения.

Работы по удалению подкладок сводятся к постепенному симметричному относительно продольной и поперечной осей их изъятию, начиная с середины и концов колодца по направлению к расчетным (фиксированным) зонам опирания, которые расположены в соответствии с расчетной схемой сооружения на изгиб. Подкладки из-под ножа удаляют

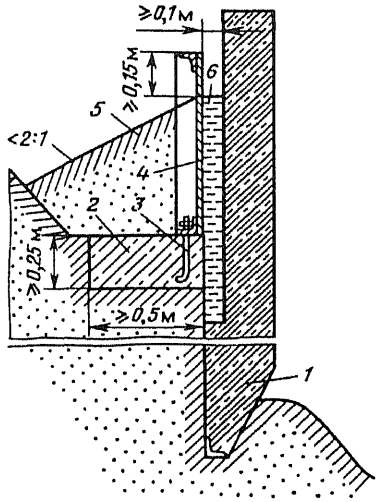


Рис. 7.42. Конструкция форшахты:
1 — режущий башмак; *2* — железобетонное кольцо; *3* — анкерный болт; *4* — стальной лист с уголками; *5* — грунтовая засыпка; *6* — глинистый раствор

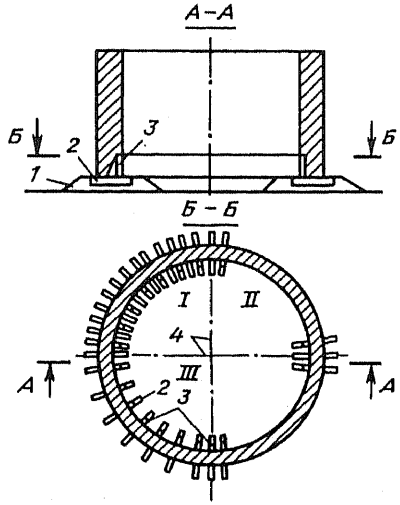


Рис. 7.43. Последовательность удаления подкладок из-под опускной крепи круглого сечения:
I — план расположения подкладок; *II* — подкладки удалены между фиксированными зонами опирания; *III* — подкладки удалены через одну; *1* — песчаная подушка; *2* — подкладка; *3* — стойки; *4* — оси зон опирания

двумя способами. При расстояниях в свету между подкладками больше их диаметра подкладки удаляют через одну (рис. 7.43). Затем выбивают стойки на оставшихся подкладках между фиксированными зонами опирания и извлекают сами подкладки. В последнюю очередь удаляют одновременно стойки и подкладки в зонах опирания.

При расстояниях между подкладками меньше их диаметра подкладки изымают вместе со стойками участками в диаметрально противоположных направлениях.

Подкладки удаляют путем подкапывания их с боков, снизу и последующего извлечения из-под ножа.

После изъятия каждой подкладки банкетку ножа немедленно плотно подбивают песком снаружи и изнутри колодца для передачи нагрузки на грунт. На тщательность выполнения этой работы должно быть обращено особое внимание, для того чтобы избежать больших просадок опускного сооружения и связанных с этим затруднений при удалении оставшихся подкладок.

После извлечения подкладок, если таковые были, приступают к выемке грунта изнутри сооружения и его погружению.

Технология выемки грунта во многом зависит от габаритов сооружения.

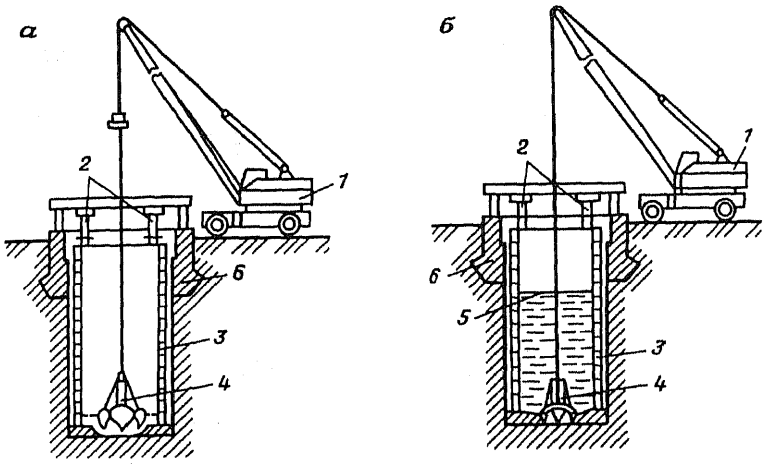


Рис. 7.44. Схемы разработки грунта в опускном сооружении:
1 — экскаватор; *2* — гидродомкраты; *3* — оболочка опускного сооружения; *4* — грейфер; *5* — уровень грунтовых вод; *6* — опорный воротник

В опускных сооружениях диаметром менее 10 м грунт можно разрабатывать с помощью грейферов, при этом возможны сухой (рис. 7.44, *а*) и подводный (рис. 7.44, *б*) способы выемки грунта.

Сухой способ разработки грунта применяют в случаях, когда гидрогеологические условия позволяют тем или иным способом понизить уровень грунтовых вод или успешно применить открытый водоотлив.

Подводный способ разработки грунта грейферами применяют в случаях, когда уровень грунтовых вод понизить невозможно (отсутствует электроэнергия для откачки воды, большие коэффициенты фильтрации грунта), а грунты, слагающие площадку, являются рыхлыми и легко поддающимися разработке. Отработку забоя при этом осуществляют слоями высотой 0,3—0,5 м из центральной части забоя с оставлением по контуру опускного сооружения бермы шириной 0,5—0,6 м, которую срезают режущим башмаком в процессе погружения. Опережение забоем банкетки ножа не допускается.

При разработке плывунов рекомендуется поднимать уровень воды в сооружении на несколько метров выше существующего уровня грунтовых вод путем закачки в него воды с помощью специальных насосов. При уровне воды внутри сооружения выше уровня грунтовых вод возникает ее обратное течение из сооружения, препятствующее интенсивному наплыву в него грунта.

Если затем резко понизить уровень воды в сооружении путем ее интенсивной откачки насосами, то собственная масса сооружения увеличится, и оно будет погружаться в грунт.

Разработку мелкопесчаных грунтов необходимо вести как можно интенсивнее, чтобы опускание сооружения было непрерывным. Каждая за-

держка в работе служит причиной наплывов грунта внутрь сооружения и, следовательно, ведет к увеличению стоимости работ и сроков строительства.

В опускных сооружениях диаметром более 10 м разработку грунта можно осуществлять с использованием экскаваторов и бульдозеров или же с применением способа гидромеханизации. При *использовании экскаваторов* (рис. 7.45) разработанный грунт выдают на поверхность в бадьях при помощи стреловых кранов, башенных (типа БК и БКСМ), монтажных (типа МКГ и СКГ), а также кранов-экскаваторов. В случае, когда встречаются пропластки крепких плотных грунтов, их предварительное рыхление можно осуществлять, производя буровзрывные работы.

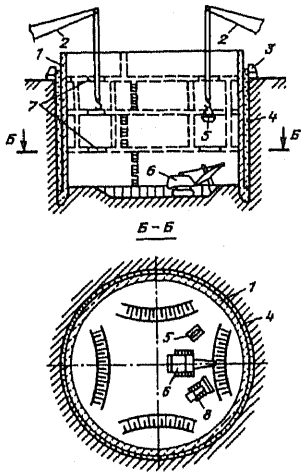


Рис. 7.45. Схема разработки грунта в опускном сооружении:
1 — оболочка; *2* — кран; *3* — форшахта; *4* — тиксотропная рубашка; *5* — бадья; *6* — экскаватор; *7* — леса; *8* — бульдозер

Этот способ обеспечивает максимальную механизацию работ по разработке и выдаче грунта, а также высокую скорость погружения сооружения практически в любых гидрогеологических и геологических условиях. Обязательным условием применения этого способа является осушение забоя.

Для разработки грунта в зависимости от размеров опускного сооружения и геологической характеристики площадки применяют экскаваторы, оборудованные прямой и обратной лопатами, или экскаваторы-драглайны.

Для разработки грунта в опускных сооружениях диаметром 12—16 м используют экскаваторы типа «Беларусь», диаметром 15—20 м — экскаваторы типа Э-304, в сооружениях диаметром свыше 20 м — экскаваторы типа Э-652. В забое опускных сооружений диаметром более 30 м целесообразно размещать два экскаватора.

Разработка грунта способом гидромеханизации заключается в том, что под действием струи воды, создаваемой насосом высокого давления, размывают грунт, который вместе с водой (пульпа) по трубам транспортируют в отвал. Гидромеханизированный способ разработки грунта при погружении опускных сооружений рационально применять в песчаных и супесчаных грунтах, а также при разработке песчано-гравелистых грунтов с небольшим содержанием гравия. Одним гидромонитором можно обеспечить в песчаных и супесчаных грунтах 150—250 м^2, а в глинистых грунтах 100—150 м^2 площади опускного сооружения.

Предельный радиус действия гидромонитора для песчаных и супесчаных грунтов составляет 10—12 м, для суглинков и глин — 6—7 м.

Рабочее давление воды в гидромониторе во время работы принимают зависимости от вида разрабатываемого грунта: для песков 0,06—0,2 МПа, для суглинков 0,4—1 МПа, а для глин 0,5—2 МПа (верхний и нижний пределы обусловлены большей или меньшей связностью грунтов).

Грунт из опускного сооружения транспортируют при помощи гидроэлеватора или землесосов. Консистенция пульпы при этом составляет 1:4—1:5.

Независимо от способа разработки грунта в забое опускного сооружения в процессе погружения необходимо придерживаться следующего основного правила: *сначала грунт разрабатывают в средней части опускного сооружения, затем у ножевой части и в последнюю очередь — непосредственно под банкеткой ножевой части.*

Грунт в средней части опускного сооружения отрабатывают на 1,5—2 м ниже поверхности, оставляя по периметру бермы шириной 1—2 м, которую разрабатывают в последнюю очередь.

После того, как грунт из центральной части сооружения будет выбран, берма у ножевой части останется единственной опорой опускного сооружения, если не учитывать трения стен сооружения о грунт. Начало разработки бермы можно считать началом погружения опускного сооружения.

Берму разрабатывают слоями шириной 20—30 см равномерно по всему периметру опускного сооружения.

В процессе опускания подземных сооружений возможны их перекосы, для исправления которых разрабатывают породу со стороны, противоположной крену, по длине менее половины периметра сооружения и на глубину 50—70 см с одновременным торможением опережающей части ножа путем подведения под него подкладок. Иногда для исправления положения оболочки применяют односторонний пригруз, оттяжку тросами, метод «качения» и др.

В процессе опускания сооружения осуществляют тщательный геодезический контроль за положением опускаемой конструкции. Для этого на наружной поверхности стен через 0,5 м по высоте устанавливают контрольные марки или стальные рейки. Отклонение оболочки на всех стадиях опускания определяют по данным нивелирования четырех марок одного горизонта. При этом тангенс угла отклонения оболочки от вертикали не должен превышать 0,01, а горизонтальное смещение не должно составлять более 1% глубины погружения. Точность погружения опускных сооружений зависит от толщины тиксотропной рубашки, скорости опускания и повышается с уменьшением этих величин.

Для повышения точности опускания колодцев в тиксотропной рубашке предпринимают попытки использования вибропригруза ножевой части. Для этого на оболочке закрепляют мощные вибропогружатели ВПП-2, которые соединяют с ножевой частью жесткими стальными штангами или шпунтинами, помещенными снаружи или изнутри оболочки.

Более эффективным является метод принудительного регулирования с использованием анкерных свай. При этом до возведения оболочки по ее контуру пробуривают скважины (иногда с уширением) ниже днища будущего сооружения. В скважинах заделывают тяжи из высокопрочной проволоки, создавая анкерные сваи. При возведении оболочки опускного сооружения через оставленные в ней вертикальные каналы пропускают тяжи, закрепляя их в замках гидравлических домкратов, установленных на обвязочном поясе.

По мере погружения оболочки разрабатывают грунт, а затем включают домкраты и заделывают оболочку на высоту одного яруса. Изменяя усилия различных домкратов, регулируют глубину задавливания ножевой части, т. е. управляют процессом погружения. После опускания оболочки на проектную отметку тяги заделывают в каналах, превращая их в анкеры, препятствующие всплытию опускного сооружения.

При регулировании опускания сооружений, оболочкой которых являются металлические тюбинги с незначительной массой (стволы шахт), широко используют гидродомкраты для принудительного задавливания. В этом случае применяют специальные конструкции опорного воротника (см. рис. 7.44).

Число гидродомкратов, обеспечивающих необходимое усилие задавливания, определяют посредством расчетов.

После погружения оболочки в проектное положение с заглублением ножа в водоупор не менее, чем на 1 м, бетонируют днище опускного сооружения, возводят междуярусные перекрытия и перегородки. Иногда во избежание самопроизвольной посадки колодца на проектную отметку опускание его прекращают на расстоянии 1—1,5 м от этой отметки, после чего возводят днище, на которое сажают колодец. Для этого в верхней части оболочки устраивают воротник, который опирается на грунт при достижении колодцем окончательного положения. Обычно устройство днища колодцев в сухих грунтах не вызывает затруднений, а в водонасыщенных — требует применения специальной технологии. При этом вначале устраивают бетонную подушку, используя метод вертикально перемещающейся трубы или восходящего раствора, а затем насухо бетонируют железобетонную плиту днища.

7.6. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДВОДНЫХ ТОННЕЛЕЙ СПОСОБОМ ОПУСКНЫХ СЕКЦИЙ*

ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

Сущность и область применения способа. При строительстве транспортных, гидротехнических и коммуникационных тоннелей под крупными водными препятствиями (реками, каналами, озерами, водохранилищами, морскими проливами и заливами) наряду со щитовым способом работ широко

* Написан Л.В. Маковским.

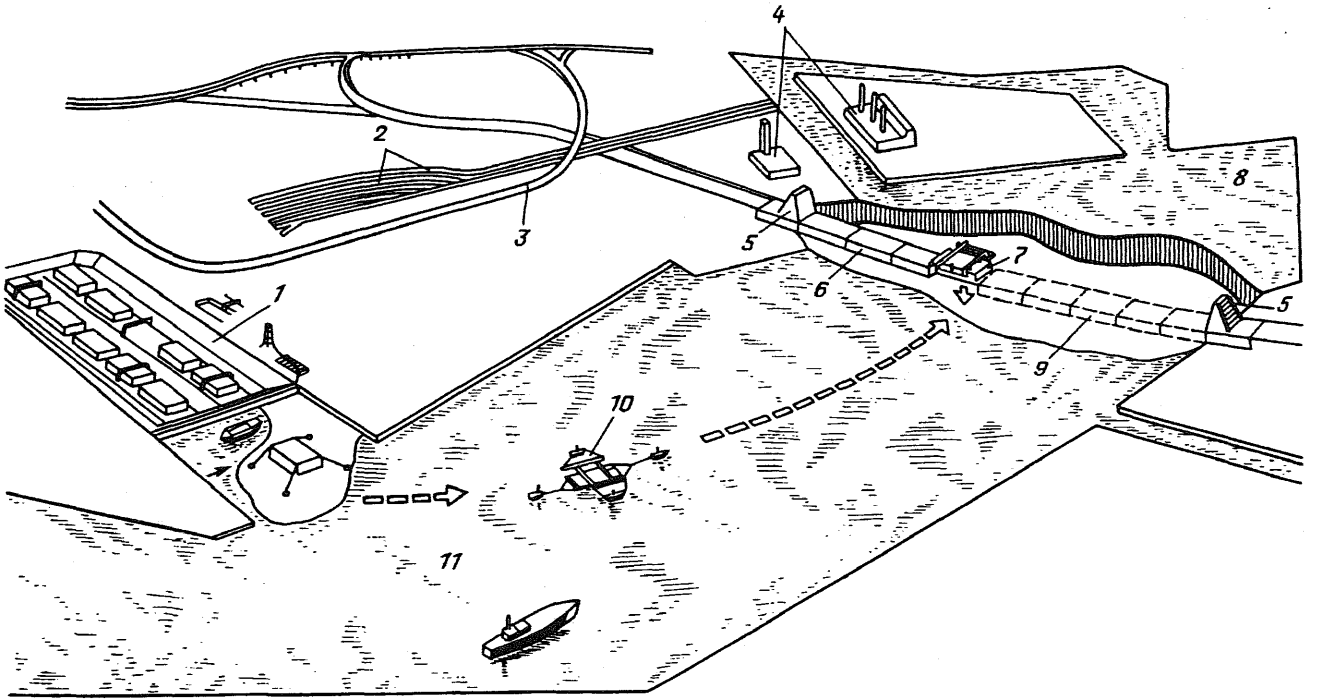


Рис. 7.46. Общий вид строительства подводного тоннеля способом опускных секций:
1 — док для изготовления секций; *2* — подъездные железнодорожные пути; *3* — автодорога; *4* — электростанция; *5* — вентиляционные здания; *6* — готовая часть тоннеля; *7* — секция в процессе опускания; *8* — акватория порта; *9* — будущий тоннель; *10* — транспортирование секции; *11* — канал

используют способ опускных секций. Сущность способа заключается в том, что отдельные пространственные элементы тоннеля — крупногабаритные секции длиной до 150 м, шириной до 50 м и водоизмещением до 50 тыс. м^3 — изготавливают в доках, на стапелях или в плавучей опалубке, по воде транспортируют в створ тоннеля и опускают на дно вскрытого под водой котлована. Соседние секции стыкуют между собой, а затем засыпают грунтом или камнем. Строительные и подводно-технические работы ведут, как правило, по поточной технологии с применением специализированного высокопроизводительного оборудования (рис. 7.46).

Способ опускных секций можно применять в разнообразных топографических, инженерно-геологических и гидрологических условиях при глубине воды в водотоке (водоеме) от 6 до 40 м при наличии в основании грунтов, способных обеспечить устойчивость откосов и дна подводного котлована.

При глубине воды менее 6 м возникают трудности с транспортированием секций, а при глубине более 40 м — с их опусканием.

Основные преимущества способа опускных секций по сравнению со щитовой проходкой обусловлены незначительным заглублением тоннеля под дном водотока, вследствие этого сокращается длина перехода, а прямоугольное поперечное сечение секций дает возможность разместить в тоннеле многополосное автомобильное или совмещенное авто- и железнодорожное движение.

Применение крупногабаритных индустриальных конструкций способствует повышению качества, сокращению сроков и стоимости строительства. В ряде случаев тоннельные переходы из опускных секций более целесообразны и экономичны, чем мостовые.

К недостаткам способа опускных секций следует отнести некоторое стеснение русла водотока во время ведения работ, что мешает нормальному судоходству; значительные объемы земляных работ по вскрытию подводных котлованов и обратной засыпке конструкций. Сложности возникают также в процессе опускания и стыковки массивных тоннельных секций при большой глубине воды, значительных скоростях водного потока, а также при колебаниях горизонта воды во время приливов и отливов.

Однако перечисленные трудности не превышают современных инженерных возможностей, о чем свидетельствуют данные мирового опыта строительства подводных тоннелей из опускных секций.

В нашей стране этим способом в 1980 г. построен двухполосный автодорожный тоннель длиной около 1 км под Морским каналом в Ленинграде (ныне Санкт-Петербурге).

За рубежом построено более 70 транспортных тоннелей из опускных секций, отличающихся назначением, длиной, формой и размерами поперечного сечения, конструкциями, массой секций, технологией их возведения и т.д.

Наибольшее распространение подводные тоннели из опускных секций получили в Нидерландах, Бельгии, Германии, США и Японии. Так, в Нидерландах из 26 подводных тоннелей 15 построены способом опускных

секций. В США построено 18 таких тоннелей, среди которых самым протяженным является тоннель метрополитена под заливом в Сан-Франциско длиной 5,8 км. В Японии эксплуатируются 11 тоннелей. В будущем намечено сооружение ряда крупных тоннелей из опускных секций в Великобритании, Италии, Швеции, Норвегии, Канаде и других странах.

Дальнейшее расширение области применения способа опускных секций связано со строительством тоннелей-мостов и «плавающих» тоннелей, которые не заглубляют в дно водотока, а закрепляют на подводных опорах типа мостовых или удерживают на плаву тросовыми оттяжками, заанкеренными в дно, а также со строительством подводных автостоянок и гаражей, многофункциональных комплексов.

Трасса тоннелей, инженерно-геологические и гидрологические условия. Тоннели из опускных секций проектируют в плане как на прямолинейных, так и криволинейных участках трассы. При расположении тоннеля на кривой радиусом менее 1000 м конструкции секции придают соответствующую кривизну. При наличии на трассе вертикальных кривых очертание тоннельных секций в профиле не изменяют, а криволинейность создают за счет проезжей части.

В отличие от щитового способа работ, при котором над подводным тоннелем необходимо иметь минимальную защитную кровлю около 6 м, в этом случае тоннельные секции незначительно заглубляют под дном водотока и засыпают слоем грунта или камня толщиной 1,5—3 м, обеспечивая защиту конструкций от внешних воздействий.

При проектировании продольного профиля тоннеля важно выявить рациональное соотношение между протяженностью участка опускных секций и длиной береговых участков (рис. 7.47). Если последние сооружают более дорогостоящим щитовым способом, то участок тоннельных секций должен быть по возможности максимальной протяженности. Применяя на береговых участках более дешевый открытый способ, необходимо сокращать участок тоннельных секций.

Выбор места тоннельного пересечения, а также способов разработки подводного котлована и устройства основания определяют, главным образом, физико-механическими свойствами грунтов, слагающих ложе водотока.

Для определения оптимального веса конструкции секции и балласта, глубины и материала обратной засыпки, а также для выявления несущей способности грунтов основания под водой, интенсивности и характера набухания илистых и глинистых грунтов проводят лабораторные и натурные исследования.

Тоннели из опускных секций можно сооружать при наличии в основании различных грунтов: от крепких скальных до слабых неустойчивых. Если несущая способность грунтов оказывается недостаточной, то для опирания секций устраивают свайные фундаменты, осуществляют замену или стабилизацию неустойчивых грунтов.

Существенное влияние на конструкции тоннельных секций и технологию ведения работ оказывают гидрологические характеристики водотока. До начала проектирования проводят изыскания для определения

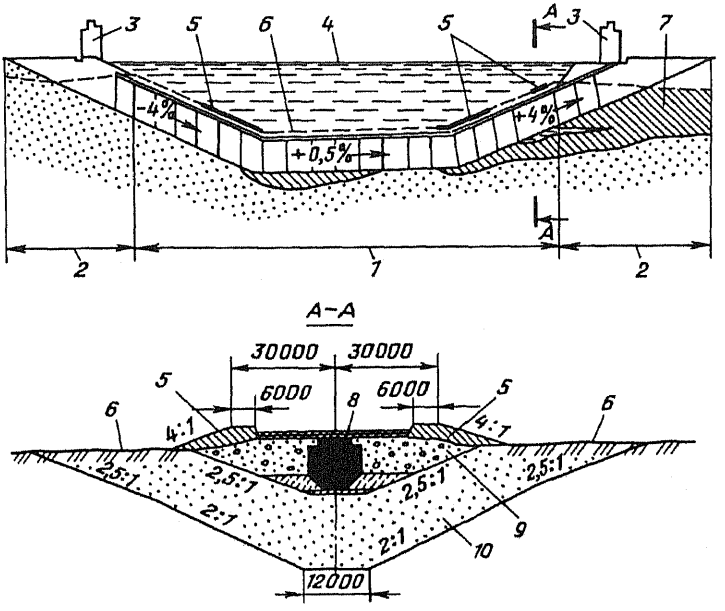


Рис. 7.47. Продольный профиль и поперечное сечение тоннеля:
1 — участок опускных секций; *2* — береговые участки; *3* — вентиляционные здания; *4* — уровень воды; *5* — гравийная отсыпка; *6* — уровень дна; *7* — глинистый грунт; *8* — защитное покрытие; *9* — обратная засыпка; *10* — песчаный грунт

глубин воды в водотоке, направления и скорости течения, колебания уровня воды во время приливов и отливов, высоты волны; исследуют физико-химические свойства воды.

Результаты предварительных изысканий и исследований дают возможность определить гидростатические и гидродинамические воздействия на конструкции тоннельных секций на различных стадиях строительства и эксплуатации тоннеля.

В случае перемещения водным потоком наносов необходимо знать их характер и интенсивность, для того чтобы определить рациональное очертание подводного котлована. При разработке методов опускания и установки тоннельных секций должны быть учтены также метеорологические факторы: сила ветра, наличие туманов, осадков.

КОНСТРУИРОВАНИЕ И ИЗГОТОВЛЕНИЕ ТОННЕЛЬНЫХ СЕКЦИЙ

Конструкции секций. В зависимости от назначения тоннеля, интенсивности движения по нему транспортных средств, инженерно-геологических условий, возможностей изготовления секций, устойчивости основания и других факторов конструкции тоннельных секций могут быть кругового, полигонального, бинокулярного, эллиптического или прямо-

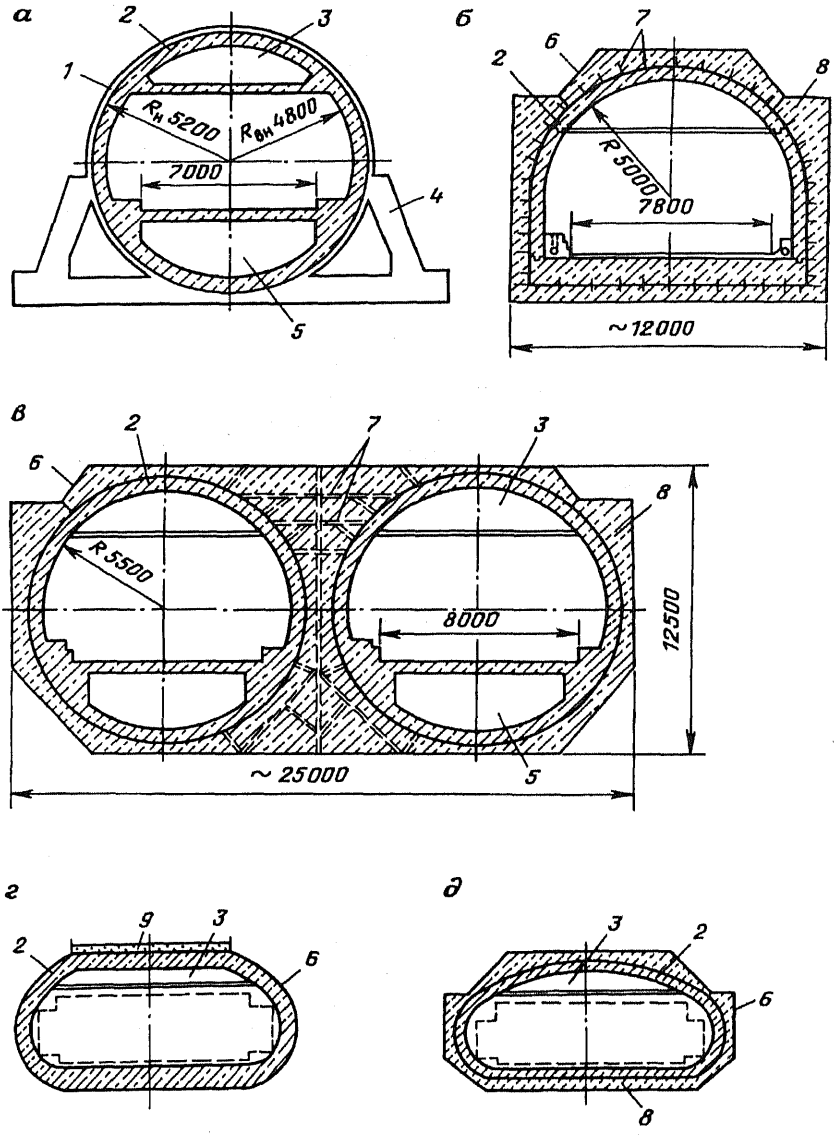


Рис. 7.48. Конструкции тоннельных секций кругового (*а*), полигонального (*б*, *д*), бинокулярного (*в*) и эллиптического (*г*) поперечных сечений:
1 — наружная гидроизоляция: *2* — железобетонная обделка; *3* — вытяжной вентиляционный канал; *4* — опорный элемент; *5* — приточный вентиляционный канал; *6* — металлоизоляция; *7* — ребра жесткости; *8* — бетонная обойма; *9* — балластный пригруз

угольного поперечных сечений и выполнены из стали, монолитного бетона или железобетона.

Секции кругового поперечного сечения диаметром до 10—12 м применяют при строительстве двухполосных автодорожных, одно- и двухпутных железнодорожных тоннелей.

Они представляют собой сплошную трубу из монолитного железобетона толщиной 50—70 см, снабженную с двух сторон торцевыми квадратными диафрагмами. Для обеспечения устойчивости таких секций на дне подводного котлована до обратной засыпки необходимо устройство опорных элементов (рис. 7.48, *а*).

Секции полигонального и бинокулярного очертания для двух- и четырехполосных тоннелей выполняют комбинированной конструкции. Они состоят из стальной оболочки толщиной 7—10 мм, внутри которой размещена железобетонная обделка толщиной 40—50 см, а по наружному контуру устроена многоугольная обойма, иногда покрытая стальными листами толщиной 5—6 мм (рис. 7.48, *б*, *в*, *д*). Обойма является балластом, обеспечивая необходимую отрицательную плавучесть секции, и облегчает установку ее на дно котлована. Жесткость стальной оболочки достигается приваркой к ней стальных диафрагм с шагом 3—4,5 м и продольных внешних ребер между диафрагмами. По торцам секции снабжены стальными прямоугольными диафрагмами, за которые на 1—1,2 м выступает внутренняя стальная оболочка. Основными недостатками таких тоннельных секций являются большой расход стали и трудоемкость их изготовления.

Более экономичной представляется конструкция *эллиптического очертания* в виде однослойной монолитной железобетонной обделки с наружной металлоизоляцией и балластным пригрузом на перекрытии (рис. 7.48, *г*).

Секции прямоугольного поперечного сечения для двух- и многополосных автодорожных тоннелей выполняют чаще всего из монолитного железобетона однопролетной или многопролетной рамной конструкции общей шириной до 50 м и высотой 8—10 м.

Примером однопролетной конструкции могут служить секции Канонерского тоннеля в Санкт-Петербурге (рис. 7.49, *а*). Сбоку от проезжей части расположены служебные тротуары и пешеходный отсек шириной 1,5 м, в верхней части которого размещены продольный вентиляционный и кабельный каналы.

Обычно лоток, стены и перекрытие секции имеют сплошное прямоугольное сечение, причем их толщину определяют не только по условиям прочности, жесткости и трещиностойкости конструкции, но и с учетом необходимого для опускания собственного веса секции. Возможно также применение перекрытия ребристой или пустотелой конструкции. В некоторых случаях наружные углы прямоугольных секций делают скошенными или закругленными, что улучшает условия обтекания секций потоком воды в процессе опускания их в проектное положение (рис. 7.49, *б*).

При значительных нагрузках на тоннель, а также при больших пролетах перекрытия (более 12—15 м) применяют опускные секции из пред-

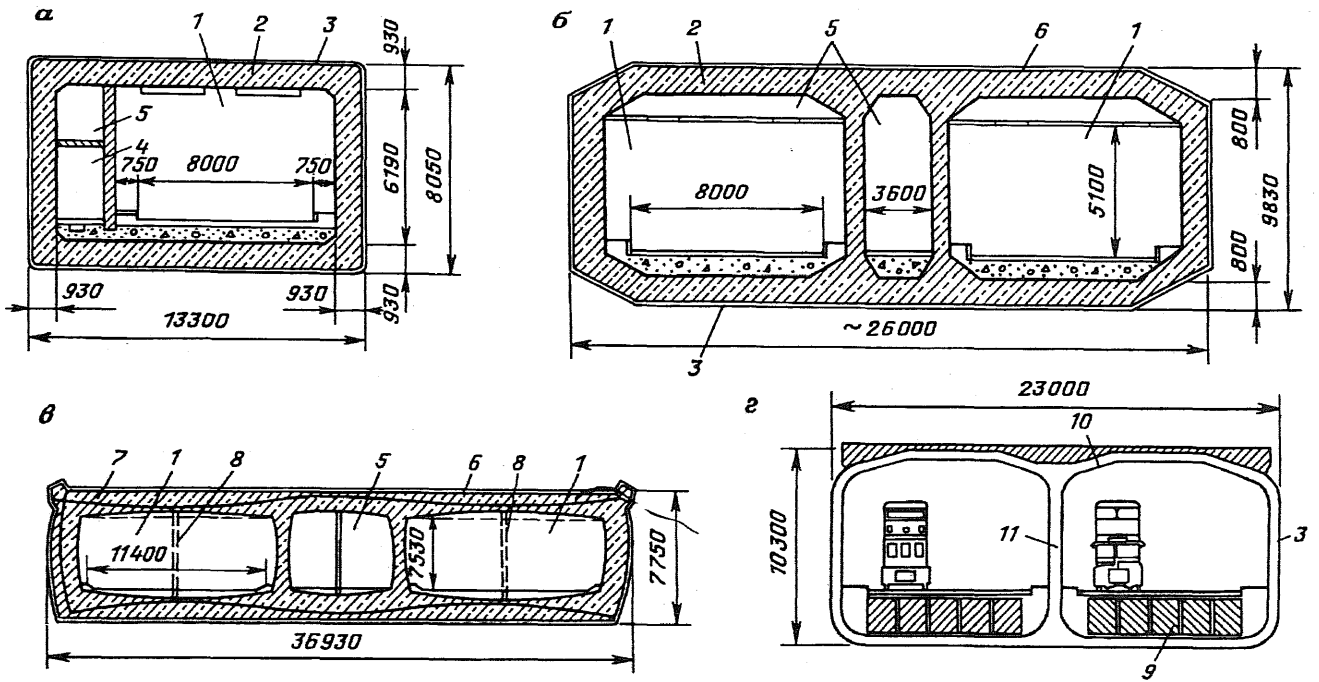


Рис. 7.49. Конструкции тоннельных секций прямоугольного поперечного сечения из обычного (*а*, *б*, *г*) и предварительно напряженного (*в*) железобетона:

1 — отсеки для автомобильного движения; *2* — железобетонная обделка; *3* — наружная металлоизоляция; *4* — отсек для пешеходов; *5* — вентиляционные каналы; *6* — оклеечная гидроизоляция; *7* — напрягаемая арматура; *8* — временные подпорки; *9* — балластный пригруз; *10* — внутренняя металлоизоляция; *11* — монолитный бетон

варительно напряженного железобетона (рис. 7.49, *в*). При этом за счет уменьшения толщины лотка, стен и перекрытия сокращаются размеры поперечного сечения и уменьшается их масса. Однако при использовании предварительно напряженных железобетонных элементов труднее преодолевать подъемную силу, возникающую при установке их в траншею (иногда необходим балластный пригруз).

В настоящее время в Великобритании разработана облегченная конструкция сталебетонной секции в виде сэндвича из внутренней и наружной стальных оболочек, между которыми уложен монолитный бетон (рис. 7.49, *г*). Таким образом можно устраивать одно- или многопролетные конструкции шириной до 25 м и высотой до 10 м и более, толщиной порядка 50 см. В отличие от традиционных новая конструкция получается более тонкостенной и легкой.

Стальные оболочки выполняют функции арматуры, опалубки и гидроизоляции, что значительно упрощает возведение конструкции и снижает их материалоемкость.

Для предотвращения всплытия секций под действием выталкивающей силы предусмотрен пригруз из сплошных железобетонных блоков, размещаемых под проезжей частью или на перекрытии секций.

Тоннельные секции кругового, полигонального и бинокулярного поперечного сечения имеют длину от 40 до 100 м, а секции прямоугольного сечения — до 150 м. При залегании в основании тоннеля плотных, однородных и непросадочных грунтов конструкции опускных секций выполняют жесткими, состоящими из единого блока или нескольких блоков длиной по 15—30 м, соединенных посредством сварки выпусков арматуры и обетонирования стыков.

В случаях возможных неравномерных осадок основания конструкции секций собирают по длине из отдельных блоков, соединенных между собой полужесткими или гибкими стыками. На стадии транспортирования и опускания таких секций необходимая продольная жесткость достигается тяжами, натянутыми с усилием до 10^3 кН с упором в торцы секций.

Для возможности транспортирования по воде и опускания в подводный котлован тоннельные секции снабжены по торцам временными стальными или железобетонными водонепроницаемыми диафрагмами.

Для стыковки секций кругового, полигонального и бинокулярного поперечных сечений предусматривают выпуски стальной оболочки, а секций прямоугольного сечения — многослойные резиновые уплотнители по периметру торцевой части секции.

Наибольшее распространение получили уплотнители типа «Джина», «Омега» и «Феникс», выполненные из неопрена методом экструзии. Уплотнители изготавливают замкнутого профиля с угловыми элементами, что избавляет от необходимости вулканизировать резину на строительной площадке.

Конструктивная схема стыка прямоугольных тоннельных секций показана на рис. 7.50.

Одной из важнейших является проблема обеспечения надежной гидроизоляции тоннельных секций. В большинстве случаев их защищают

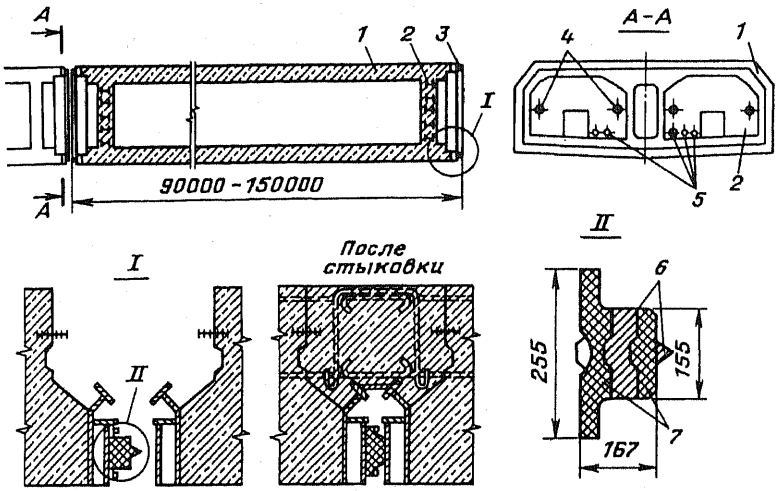


Рис. 7.50. Конструкция стыка опускных секций:
1 — тоннельная секция; *2* — торцевая диафрагма; *3* — резиновый уплотнитель; *4* — отверстия для домкратов; *5* — отверстия для коммуникаций; *6* — мягкая резина; *7* — твердая резина

от воды наружными покрытиями из стальных листов, ковровых битумных или пленочных синтетических материалов. Однако это не всегда гарантирует полную герметизацию тоннеля из-за неравномерных осадок основания, механических повреждений гидроизоляционного покрытия в процессе опускания и стыковки секций.

Опыт применения конструкций опускных секций из предварительно напряженного железобетона (тоннели в Гаване, Стокгольме, Монреале) показал, что, несмотря на повышенную трещиностойкость и водонепроницаемость, оставлять такие конструкции без гидроизоляции не следует.

Перспективным направлением повышения водонепроницаемости железобетонных конструкций опускных секций является применение системы охлаждения бетонной смеси в процессе ее твердения.

Такую технологию успешно применили на ряде подводных тоннелей в Нидерландах, Германии и Японии. Вследствие охлаждения бетона циркулирующей по трубам водой растягивающие напряжения в нем не превышают расчетных сопротивлений.

Конструкции тоннельных секций должны быть рассчитаны на наиболее невыгодные сочетания нагрузок, возникающих в процессе изготовления, транспортирования, опускания и после установки в проектное положение.

Помимо расчета на давление от грунта обратной засыпки и гидростатическое давление, необходимо учитывать гидродинамическое воздействие в процессе опускания секций.

В эксплуатационный период секции тоннелей, заложенные под дном водотока, должны быть рассчитаны на особое воздействие от севшего на мель или затонувшего судна.

В поперечном направлении секции в зависимости от их очертания рассчитывают по плоской схеме упругого кольца или рамной системы в упругой или податливой среде.

При опирании на неоднородные грунты, а также при изменяющихся вдоль тоннеля нагрузках секции должны быть рассчитаны также и в продольном направлении как балки на упругом основании.

Наиболее точные результаты могут быть получены при пространственном расчете секций во взаимодействии с окружающим грунтом аналитическими или численными методами.

Изготовление и транспортирование тоннельных секций. В зависимости от местных условий и конструктивных особенностей секций их изготавливают на расстоянии, иногда значительном (до 200—400 км и более) от трассы тоннеля.

Секции кругового, полигонального и бинокулярного поперечного сечения со стальной наружной оболочкой собирают на стапелях судоверфей. Готовые стальные каркасы опускают со стапелей на воду и доставляют в плавучий док, где бетонируют обойму и внутренние конструкции. В некоторых случаях стальные каркасы бетонируют непосредственно на воде до опускания секций.

Железобетонные тоннельные секции прямоугольного поперечного сечения изготавливают чаще всего в сухих доках, представляющих собой открытую площадку или котлован на берегу водотока, огражденный со всех сторон дамбами, высота которых должна быть достаточной, для того чтобы после затопления дока секции могли бы находиться на плаву с минимальной осадкой (рис. 7.51).

По дну дока устраивают бетонную или гравийную подготовку, укладывают подкрановые пути, оборудуют площадки укрупнительной сборки, располагают необходимое оборудование. Стоимость сооружения дока может составлять около 15—20% стоимости тоннельных секций.

В связи с этим сухой док целесообразно использовать для изготовления секций нескольких тоннелей, а после окончания их строительства — для ремонта судов.

Обычно в доке одновременно изготавливают несколько секций. Так, при строительстве тоннеля под р. Св. Лаврентия в Канаде в сухом доке размерами в плане 305 × 610 м и глубиной 27 м одновременно сооружали семь тоннельных секций длиной по 110 м, шириной 36,5 м и высотой 7,6 м. Шесть секций были одновременно изготовлены в сухом доке площадью 60 тыс. м^2 для подводного тоннеля под р. Конвей в Великобритании.

Конструкции секций возводят с применением мощных портальных или башенных кранов, стальной передвижной опалубки, высокопроизводительных бетононасосов и пневмобетоноукладчиков и пр.

После изготовления всех секций док постепенно заполняют водой, секции всплывают и через проем в одной из дамб по специальному каналу выводятся в водоток.

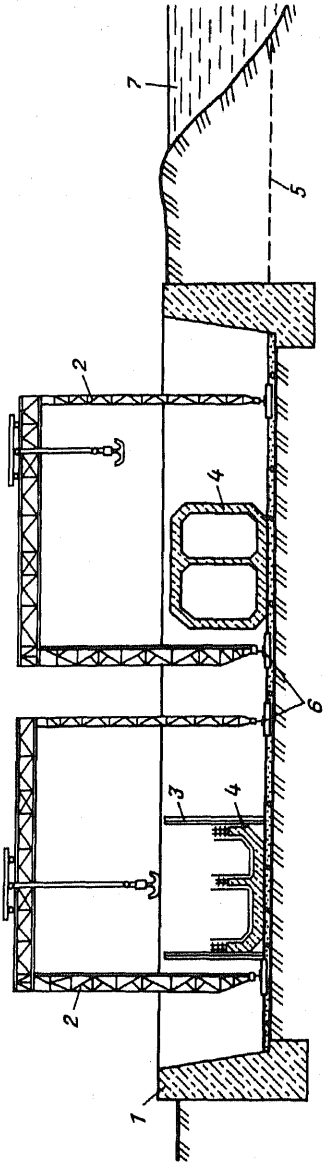


Рис. 7.51. Схема изготовления тоннельных секций в сухом доке:
1 — дамба; *2* — козловые краны; *3* — опалубка; *4* — тоннельные секции; *5* — дно канала для вывода из дока секций; *6* — подкрановые пути; *7* — уровень воды в водотоке

Для изготовления пяти секций Канонерского тоннеля в Санкт-Петербурге использовали док-шлюз, огражденный со всех сторон насыпными дамбами. После сооружения секций док затопили и секции вывели в шлюз. Откачивая воду из шлюза, секции постепенно опускали до уровня воды в канале, а затем через устроенный с помощью земснарядов проток поочередно перемещали в канал.

В последние годы разработана и испытана новая технология возведения тоннельных секций на плаву, непосредственно в месте строительства тоннеля с использованием стальных или железобетонных понтонов.

На отдельном или собранном из нескольких модулей понтоне, размеры которого в плане соответствуют размерам тоннельной секции, вначале бетонируют лотковую плиту. При этом понтон несколько погружается в воду, однако его палуба остается над поверхностью воды.

На втором этапе в инвентарной скользящей опалубке бетонируют и гидроизолируют наружные стены и торцевые диафрагмы. При этом положительная плавучесть секции непрерывно возрастает и необходимость в поддерживающем понтоне отпадает. Поэтому его затапливают, опуская на дно реки. После этого завершают бетонирование конструкции секции, а понтон освобождают от воды, поднимают на поверхность и используют для возведения следующей тоннельной секции.

Независимо от способа изготовления тоннельных секций их транспортируют к месту опускания по воде. При этом они должны обладать

положительной плавучестью около 2—3% полного водоизмещения, чтобы не увеличивать расход балласта при погружении. В связи с этим секции на плаву имеют значительную осадку и высоту свободного борта от 0,3 до 0,1 м. Секции, обладающие отрицательной плавучестью, транспортируют на понтонах.

В процессе транспортирования секции крепят к нескольким буксирам, которые создают тяговые усилия, а также обеспечивают возможности боковых перемещений и торможения.

ПОДВОДНО-СТРОИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Вскрытие подводных котлованов. Одновременно с изготовлением тоннельных секций ведут работы по вскрытию подводных котлованов по трассе тоннеля. В первую очередь осуществляют расчистку дна водотока, удаляют различные подводные препятствия: сваи, опоры старых мостов, затонувшие предметы и пр.

Размеры подводных котлованов определяются габаритами тоннельных секций с учетом устройства подготовки, обратной засыпки и запаса для точной установки секций в проектное положение.

Ширина котлована по дну должна быть на 2—3 м больше ширины тоннельной секции, а глубина может достигать 10—12 м и более.

Откосы котлована должны иметь оптимальное заложение с точки зрения их устойчивости и условий минимального объема экскавации и обратной засыпки грунта. Обычно заложение откосов в зависимости от свойств грунтов и режима водотока назначают от 1:2 до 1:3,5 и более.

Необходимо учитывать, что вскрытие под дном водотока широких и глубоких котлованов вносит нарушения в его бытовой режим и при длительном нахождении котлована открытым (до 1 месяца и более) приводит к деформациям его элементов (размыв, заполнение наносами). Подводные откосы даже при заложении 1:3—1:4 теряют устойчивость в слабых несвязных грунтах при скорости течения воды 1,5—2 м/с и перенесении потоком наносов. В связи с этим рекомендуется устраивать котлованы с более пологим верховым и крутым низовым откосами с учетом запаса на заносимость со стороны верхового откоса, заложение которого может быть принято в соответствии с формулой

$$m_0 = \frac{2\,g\,t_0}{H_{тр}^2} + m,$$

где m_0 — рекомендуемое заложение откоса; m — первоначальное заложение откоса; g — удельный расход наносов; t_0 — время нахождения котлована открытым; $H_{тр}$ — глубина траншеи.

При интенсивном перемещении наносов землечерпание необходимо вести отдельными участками (не более длины секции) непосредственно перед опусканием.

В зависимости от глубины разработки и физико-механических свойств грунтов для вскрытия котлованов используют высокопроизводительные агрегаты механического, гидравлического и комбинированного действия.

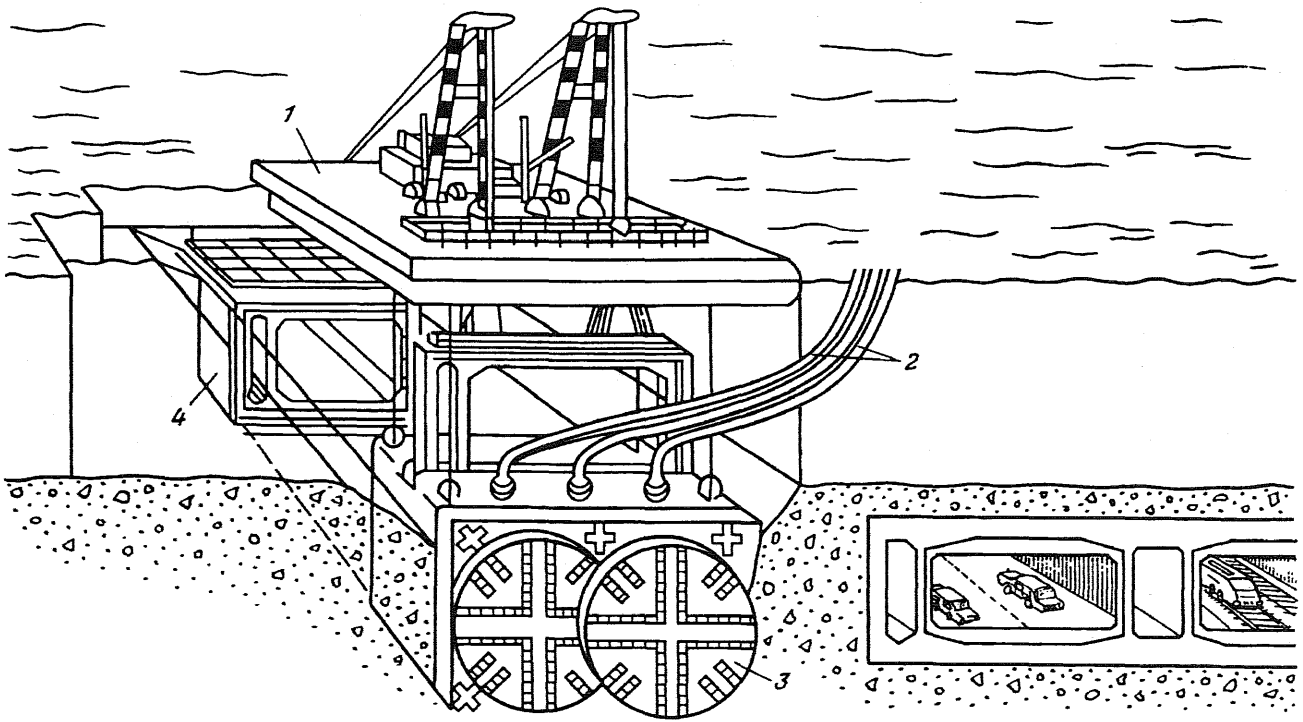


Рис. 7.52. Схема разработки подводного котлована механизированным щитом:
1 — плавучая платформа; *2* — трубопроводы; *3* — рабочий орган щита; *4* — опускаемая тоннельная секция

При глубине разработки траншей до 10—12 м применяют главным образом многочерпаковые и скреперные установки. При большей глубине используют землесосы, гидромониторные установки и земснаряды. В ряде случаев находят применение средства малой механизации: гидромониторы, гидроэлеваторы, пневматические грунтососы и др.

Разработку подводных котлованов в полускальных и скальных грунтах производят буровзрывным способом. При строительстве тоннеля в Гаване (Куба) для разработки подводного котлована в скальных грунтах скважины бурили со специальных плавучих платформ, опирающихся выдвижными опорами в дно пролива. Взорванную породу грузили на шаланды.

Подводный котлован глубиной 11 м для опускания секций тоннеля в бухте Сиднея (Австралия), верхняя часть которого заложена в песчаных, илистых и глинистых грунтах, разрабатывали гидромеханизированным способом, а нижнюю часть в плотном песчанике — буровзрывным способом.

При строительстве двух подводных тоннелей в Японии впервые использовали автоматизированную землечерпательную установку для разработки грунта и выравнивания дна котлована при глубине воды 20—25 м. Во время выемки грунта землесосом производительностью 160 м^3/ч установка перемещается по трубчатым сваям диаметром 1200 мм, забитым в дно вдоль оси котлована. Выемку грунта ведут с точностью +10 см. При строительстве обоих тоннелей за 160 ч рабочего времени было разработано 26 тыс. м^3 грунта.

Представляет интерес созданная в Японии технология разработки подводных котлованов в слабоустойчивых грунтах с помощью тоннельных щитов с двойным рабочим органом роторного действия и пригрузочной камерой, заполненной бентонитовой суспензией.

Опущенный с плавучей платформы механизированный щит разрабатывает грунт в пределах основного подводного котлована (рис. 7.52). Смесь грунта с водой и бентонитовой суспензией удаляется по системе трубопроводов.

После разработки участка котлована требуемой длины в него опускают очередную тоннельную секцию. Такая технология обеспечивает минимальные размеры подводного котлована, объемы земляных работ и примерно на 20—30% сокращает сроки строительства.

Для выдерживания заданного направления, обеспечения проектного контура подвижного котлована и управления землечерпательными снарядами используют лазерные геодезические приборы. Их располагают на берегу водотока, а непосредственно на месте работ фиксируют лазерный луч на приемном экране. Использование лазерных установок позволяет получить хорошо видимую в любую погоду визирную линию, не изменяющуюся под воздействием метеорологических факторов.

Устройство основания под тоннельные секции. После вскрытия подводного котлована осуществляют выравнивание его дна и устройство подготовки под тоннельные секции. Если несущая способность грунтов до-

статочна для восприятия нагрузки от секций и обратной засыпки, то создают естественное основание с подготовкой из бетона, песка или крупнообломочных материалов толщиной 0,5—0,6 м. В этом случае устраняются неровности дна котлована, обеспечивается распределение нагрузки от секции на основание и предотвращаются возможные осадки тоннеля.

При наличии в основании скальных и полускальных грунтов применяют подготовку из бетона, укладываемого с плавучих средств способом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). Песчаную, гравийную или щебеночную подготовку устраивают в тех случаях, когда дно водотока сложено мягкими песчаными или глинистыми грунтами.

Песок и крупнообломочные материалы отсыпают по телескопическим трубам из бункеров, установленных на баржах или понтонах. Разравнивание крупнообломочных материалов выполняют стальными скребками, балками или специальными разравнивателями, подвешенными на тросах к понтонам и перемещающимися при помощи лебедок. Применяют также разравниватели в виде стальных каркасов с открытым днищем и шаблоном, который крепят к специальному мосту, движущемуся по рельсам на баржах.

Контроль за качеством подготовки осуществляют водолазы. В ряде случаев для этой цели используют лазерные или ультразвуковые приборы, что позволяет исключить водолазные работы и добиться высокой степени точности при устройстве подводного основания.

Перспективной следует считать возможность применения для планирования подводного основания специальных бульдозеров. Например, в Японии созданы подводные бульдозеры, способные вести планировочные работы под водой на глубине от 2 до 60 м. Управление бульдозером, который может перемещаться со скоростью 20 м/ч, осуществляют с находящегося на плавучих средствах пульта.

При строительстве подводных тоннелей из железобетонных секций прямоугольного поперечного сечения их сопрягают с основанием путем устройства песчаной подушки толщиной до 1 м. Таким образом обеспечивают передачу давления от веса секций с опорных балок или лежней на подошву котлована.

Песчаную смесь нагнетают под днище тоннельных секций после установки их на опорные части. Оборудование для нагнетания песчаной смеси, включающее в себя три трубопровода, монтируют на башне или кране, перемещающемся по рельсам, которые уложены по верху тоннельной секции (рис. 7.53).

По одной трубе сжатым воздухом нагнетают песчаную смесь, а по двум другим — отсасывают воду. Это позволяет предохранить песчаную смесь от разжижения и создать необходимое уплотнение основания. К недостаткам данной технологии относят трудности, связанные с непосредственным контролем качества уплотнения.

В ряде случаев песчаное основание намывают через отверстия в лотковой плите тоннельных секций, подавая песчаную смесь по трубопро-

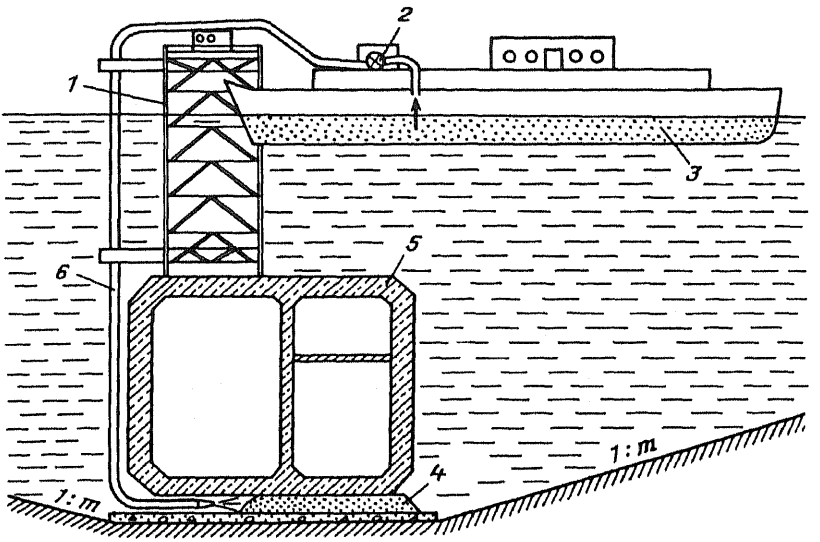


Рис. 7.53. Схема нагнетания песчаной смеси под днище тоннельной секции:
1 — башня; *2* — насос; *3* — шаланда с песком; *4* — песчаное основание; *5* — тоннельная секция; *6* — трубопровод

воду, уложенному в готовой части тоннеля. По мере нагнетания песчаной смеси отверстия в днище перекрывают специальными задвижками, а после нагнетания — герметизируют.

При недостаточной несущей способности грунтов устраивают свайные фундаменты из забивных или буровых стальных или железобетонных свай, на которые укладывают сборные или бетонируют монолитные поперечные балки, служащие опорными частями для тоннельных секций.

Свайные фундаменты применяли, в частности, на строительстве подводных тоннелей под реками Эй и Маас в Нидерландах и под р. Гета в Швеции.

Опускание и установка тоннельных секций. После разработки очередного участка подводного котлована и устройства естественного или искусственного основания осуществляют опускание секций. Предварительно на них устанавливают специальные шахты для возможности прохода по ним людей, подачи необходимых материалов и оборудования, а также монтируют визирные мачты, по которым контролируют положение секции при опускании. Высота шахт и мачт должна быть такой, чтобы они возвышались над водой после установки секций на дно котлована.

При опускании тоннельных секций полигонального и бинокулярного поперечного сечения в качестве балласта используют бетонную смесь, укладывая ее в пространство между стальными оболочками.

Железобетонные секции кругового поперечного сечения опускают в проектное положение, заполняя водой балластные емкости на 200—

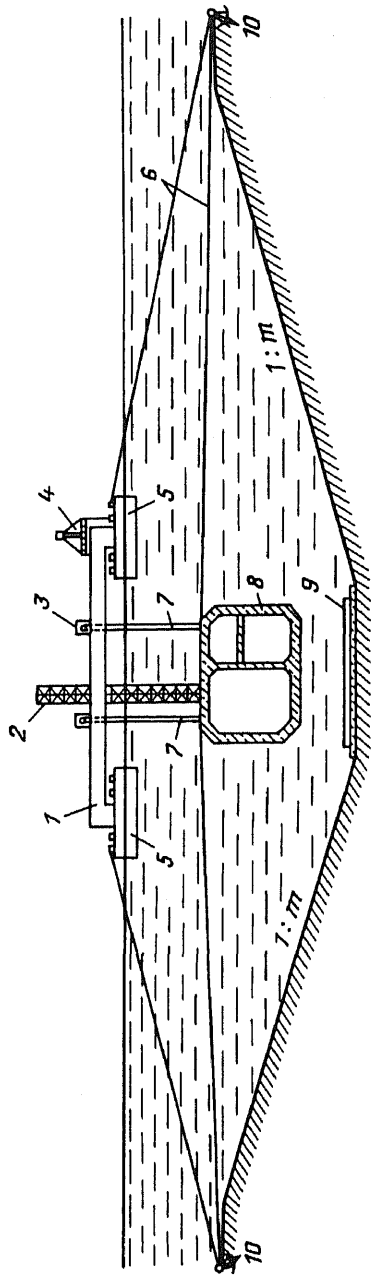


Рис. 7.54. Схема опускания тоннельной секции в подводный котлован:
1 — портальная рама; *2* — визирная мачта; *3* — лебедка; *4* — контрольная кабина; *5* — понтоны; *6* — тросовые оттяжки; *7* — подвески; *8* — опускаемая тоннельная секция; *9* — опорная балка; *10* — якоря

400 м^3, которые размещены внутри секций и соединены между собой трубопроводами.

В последние годы используют автоматизированную балластировочную систему, которая позволяет регулировать объем водяного балласта в секциях при отсутствии в них людей.

Технология опускания секций зависит от глубины и скорости течения воды, а также от вида плавучего грузоподъемного оборудования. Обычно секции подвешивают через полиспасты к лебедкам или кранам, установленным на плавучих средствах, а затем загружают водяным, каменным, песчаным или комбинированным балластом для придания им отрицательной плавучести и погружают на дно траншеи (рис. 7.54). Таким образом погружали секции тоннелей под р. Эмс в Германии, проливом Сянган, судоходным каналом в Дании, проливом в Тайване и под р. Мидуэй в Великобритании.

В ряде случаев для опускания секций используют и другие специальные средства: фермоподъемники с домкратными устройствами, плавучие платформы или катамараны из отдельных барж, соединенных между собой поперечными балочными мостовыми кранами.

Известны случаи, когда секции опускали, притягивая их тросами к бетонным массивам, уложенным на дне подводного котлована и оснащенным полиспастами. При этом

значительно повышается точность установки секций в проектное положение.

Если глубина погружения секций превышает 15—20 м, то оказывается эффективным применение плавучей платформы-понтона, которая может перемещаться по воде и которую можно устанавливать на месте с помощью выдвижных опор (по типу морских буровых платформ).

После установки секций в проектное положение платформу опускают на воду, а опоры поднимают, перемещая все сооружение на следующую позицию. Применение таких платформ дает возможность опускать секции на значительную глубину при сильных ветрах, течениях, во время приливов, отливов и волнений. Однако использование дорогостоящих подъемных платформ может быть экономически оправдано лишь при большой протяженности участка опускных секций.

Плавучая платформа размерами в плане 58 × 36 м при высоте опор 82 м была использована для опускания на глубину 65 м секций коммуникационного тоннеля «Сивэйдж» в США длиной 9 км. С платформы опускали секции тоннеля под р. Парана в Аргентине на глубину более 30 м в условиях колебания уровня воды за счет приливов и отливов при высоте волны до 2 м.

При опускании секций для предотвращения сноса их потоком воды устраивают «анкеровку» при помощи тросовых оттяжек, прикрепленных к лебедкам, которые установлены на понтонах. В процессе опускания секций ведут инструментальные наблюдения за точностью их положения по визирным мачтам, регистрируют усилия в тросовых оттяжках. Используют также подводные телевизионные установки, эхолоты, лазерные геодезические приборы и другие устройства, что исключает необходимость применения визирных мачт. Опусканием секций и синхронизацией работы оборудования руководят из центрального пункта с помощью радио и телефона.

В последние годы разработана новая технология опускания тоннельных секций с использованием плавучих платформ, автоматизированных систем балластировки и удержания секции в проектном положении.

Плавучую платформу, состоящую из двух понтонов с четырьмя опорами-стойками, закрепляют непосредственно на тоннельной секции и вместе с ней доставляют в створ тоннеля. Далее платформу с секцией опускают на дно подводного котлована, обеспечивая необходимую корректировку положения секции (рис. 7.55). После этого платформу поднимают на поверхность воды и вновь используют для установки очередной секции. С помощью таких платформ можно опускать секции длиной до 250 м и массой до 100 тыс. т без сложной «анкеровки» тросовыми оттяжками.

Секции, опускаемые на гравийную или щебеночную подготовку по дну котлована, устанавливают на заранее уложенные балки, лежни, плиты или пустотелые железобетонные массивы.

Корректировку положения секций в плане и профиле осуществляют системой горизонтальных и вертикальных гидравлических домкратов, смонтированных в днище и управляемых изнутри секции. Такую систему

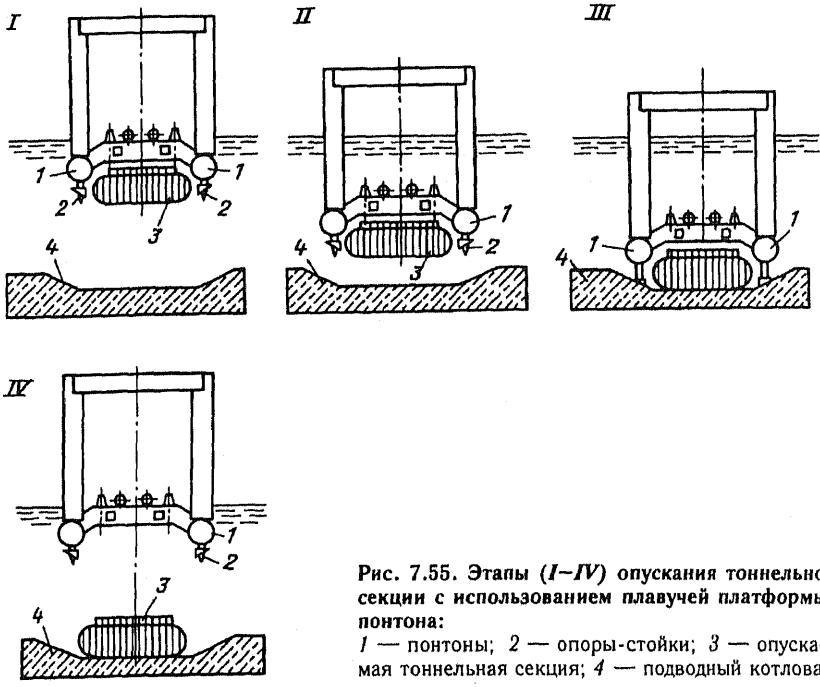


Рис. 7.55. Этапы (*I–IV*) опускания тоннельной секции с использованием плавучей платформы-понтона:
1 — понтоны; *2* — опоры-стойки; *3* — опускаемая тоннельная секция; *4* — подводный котлован

опирания применяли на строительстве большинства современных подводных тоннелей.

Положение секций, устанавливаемых на свайные фундаменты, корректируют винтовыми домкратами, стопорными кулачками и пр.

Опорные балки можно заранее подвешивать снизу к опускаемой секции, как это было осуществлено на тоннелях под р. Шельдой в Бельгии, под р. Фрезер в Канаде и во многих других случаях.

Контроль точности установки тоннельных секций в плане и профиле осуществляют лазерным визиром, установленным в последней опущенной секции.

Стыковка тоннельных секций. Одной из наиболее сложных и ответственных операций является подводная стыковка массивных тоннельных секций. При этом должна быть обеспечена полная водонепроницаемость, надежность и долговечность соединения.

Соседние секции скрепляют между собой стальными болтами, тяжами, устраивают бетонный «воротник» под защитой шпунтового ограждения или съемного кессона.

Секции полигонального и бинокулярного поперечного сечения стыкуют с помощью полуцилиндрических выпусков листов оболочки. Опущенную секцию притягивают домкратами к ранее установленной, обжимая расположенные по периметру стыка резиновые уплотнители. После

этого на торцевые диафрагмы, снабженные по вертикальным граням шпунтовыми замками, устанавливают фасонные хомуты и методом подводного бетонирования устраивают «воротник».

Выпуски листов оболочки сваривают изнутри секции между собой и окончательно омоноличивают стык. Такой способ довольно трудоемок и требует привлечения водолазов.

Стыковку прямоугольных железобетонных секций выполняют в несколько этапов (рис. 7.56). Вначале домкратными устройствами с усилием по 1000—2000 кН стягивают смежные секции, уплотняя резиновые прокладки. Затем из межсекционного пространства откачивают воду и на торец секции начинает действовать неуравновешенное гидростатическое давление, величина которого в зависимости от глубины погружения и площади поперечного сечения может достигать $50 \cdot 10^3 — 100 \cdot 10^3$ кН. Под действием гидростатического давления происходит дополнительное уплотнение упругих прокладок. После этого стык омоноличивают изнутри секции.

Для стягивания соседних секций применяют устройство в виде накидного крюка, который гидравлическими домкратами, управляемыми изнутри секции, зацепляют со скобой, закрепленной на соседней секции.

В большинстве случаев для стыковки прямоугольных секций на торцевых диафрагмах устраивают опорные консоли, которые обеспечивают правильное положение вновь установленной секции и анкеровку стягивающего приспособления. Такую технологию стыковки применили, в

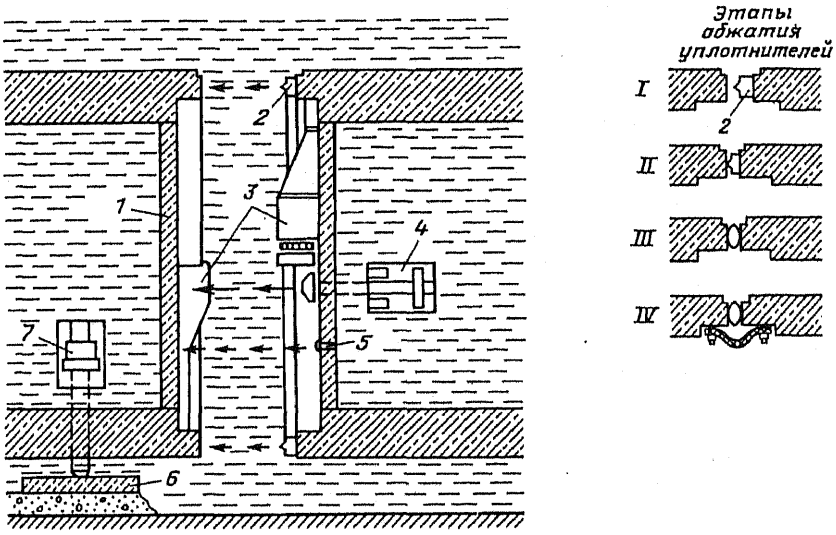


Рис. 7.56. Схема стыковки тоннельных секций прямоугольного поперечного сечения: *1* — торцевая диафрагма; *2* — резиновый уплотнитель; *3* — опорные консоли; *4* — устройство для стягивания секций; *5* — эхолот; *6* — опорный блок; *7* — гидроцилиндр

частности, на строительстве Канонерского тоннеля в Санкт-Петербурге. Тоннельные секции длиной 75 м, шириной 13,3—13,75 м и высотой 8,05 м с консольными выступами по торцам стягивали домкратами и обжимали неуравновешенным гидростатическим давлением с общим усилием 20 МН при внешнем давлении воды 0,15—0,25 МПа. Для обеспечения требуемой точности стыковки секций был создан прибор ПКС, при помощи которого контролировали положение торцов секций на всех этапах стыкования в плане и профиле, а также вдоль оси тоннеля с точностью ±10 мм.

Обратная засыпка тоннеля. Для закрепления тоннельных секций в проектном положении, предотвращения их всплытия, а также для предохранения конструкций от повреждения затонувшим или севшим на мель судном, якорями судов, лотами и тралами выполняют обратную засыпку готового тоннеля.

Выбор материала и толщины засыпки определяют в зависимости от гидравлического режима водотока с учетом возможного размыва его дна в период эксплуатации тоннеля.

В большинстве случаев засыпку выполняют крупнозернистым песком и крупнообломочными материалами. Если дно водотока подвержено размыву, по перекрытию тоннеля устраивают каменную наброску, не размываемую при соответствующих значениях донных скоростей водного потока. При устройстве обратной засыпки следует учитывать также возможность увеличения положительной плавучести тоннельной секции в эксплуатационный период. Это связано с тем, что окружающий тоннель водонасыщенный грунт представляет собой тяжелую жидкость с удельным весом около 12,8—13,6 кН/м^3, что вызывает увеличение выталкивающей силы, действующей на секцию.

Если обратная засыпка песчаным и крупнообломочным грунтом не предотвращает всплытие секции, то осуществляют засыпку материалами с большим удельным весом: гранитным щебнем, железной рудой ($\gamma = 40 \div 45$ кН/м^3) и др. При этом коэффициент запаса на всплытие секции должен быть порядка 1,15—1,25.

Представляет интерес опыт применения многослойной обратной засыпки из материалов различной прочности для защиты конструкций тоннеля под р. Шельдой в Бельгии. Непосредственно на перекрытие секций отсыпали песчаный грунт слоем 2—2,5 м. На образованную таким образом песчаную подушку укладывали специально изготовленные асфальтовые маты толщиной 0,3 м размерами в плане 10 × 25 м и массой 250 т. Общая площадь покрытия составила 2750 м^2.

Маты изготавливали на берегу и на понтонах доставляли в створ тоннеля, где мощным плавучим краном опускали в проектное положение. Поверх матов отсыпали слой гравия толщиной в 1 м. Предварительно были выполнены динамические расчеты защитного покрытия и проведены экспериментальные исследования на крупномасштабных моделях, которые подтвердили надежность защитной кровли.

При проектировании подводных тоннелей из опускных секций наряду с техническими необходимо учитывать экологические требования, касаю-

щиеся выбора места расположения тоннеля, глубины его заложения, способа изготовления секций, технологии производства подводно-строительных работ.

Существенное влияние на состояние окружающей среды оказывают способ транспортирования секций к месту опускания, способ погружения их в проектное положение, технологии вскрытия подводного котлована и обратной засыпки готового тоннеля.

Важной задачей является также удаление и перемещение больших объемов грунта при вскрытии подводного котлована.

Ведение подводно-технических работ нарушает бытовой режим водотока и условия судоходства, сопровождается шумом, газо- и пылевыделениями работающих машин, механизмов и оборудования, вследствие чего требуется принятие специальных защитных мер.

Проложенный на небольшой глубине под дном водного препятствия тоннель создает преграду для подруслового потока, а в ряде случаев значительно стесняет его живое сечение и изменяет режим. При этом возрастают градиенты напора и скорости фильтрации, возможна дополнительная фильтрация грунтовой воды в водоток и инфильтрация поверхностных вод в грунтовую толщу. Все это может привести к существенным фильтрационным деформациям грунта, которые влекут за собой неравномерные осадки и деформации конструкции тоннеля, нарушение его устойчивости вплоть до аварийного состояния. Во избежание подобных ситуаций необходимо прогнозировать возможные фильтрационные деформации и разрабатывать специальные мероприятия по их предотвращению.

ГЛАВА 8
СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ КАМЕРНОГО ТИПА*

8.1. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФОРМ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ И ВЫБОРА КОНСТРУКЦИИ КРЕПИ

Среди большого разнообразия горных выработок (ГВ) в практике подземного строительства встречаются выработки, размеры поперечного сечения которых изменяются от 60 до 100 м^2 в горно-рудной промышленности, а в гидротехническом и атомном подземном строительстве их площадь порой достигает 1000 м^2 и более. Длина камер обычно составляет 200—500 м, а их ширина изменяется от 20 до 40 м, высота же камер в отдельных случаях достигает 70 м и более.

* При написании главы использованы труды проф. В.М. Мосткова.

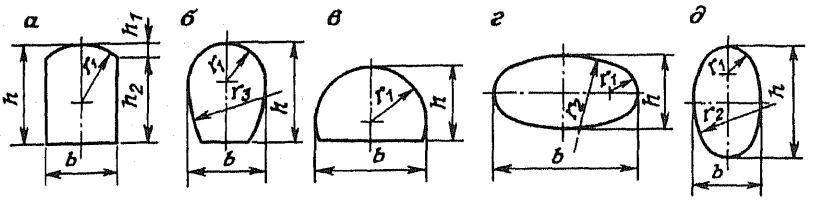


Рис. 8.1. Формы поперечного сечения камерных выработок:
а — корытообразная; *б* — подковообразная; *в* — полуциркульная; *г* и *д* — эллиптическая (овальная)

В горнодобывающих отраслях, как известно, к камерам большого поперечного сечения относят обычно камеры дробильно-бункерных комплексов, а также некоторые выработки околоствольного двора, объем этих выработок, как правило, не превышает 10 тыс. м^3. В промышленном и энергетическом строительстве объем камер для размещения трансформаторных подстанций, турбинных агрегатов атомных и гидроэлектростанций, а также другого специального оборудования достигает порой 400 тыс. м^3 и более.

Отличительной особенностью при проектировании крупных камерных выработок является то, что их стараются располагать в достаточно устойчивых горных массивах и при отсутствии подземной фильтрации вод.

Рассмотрим некоторые особенности, связанные с определением формы и размеров поперечного сечения камерных выработок. Они определяются главным образом назначением выработки, инженерно-геологическими условиями вмещающего массива, динамикой проявления и направлением распространения горного давления. Поскольку камерные выработки стремятся размещать в скальных и полускальных породах (в редких случаях в слабых неустойчивых породах), эти исходные данные и предопределили оптимальные формы их поперечного сечения. В настоящее время наибольшее распространение получили следующие формы поперечного сечения: корытообразная, подковообразная, полуциркульная и овальная (рис. 8.1).

Корытообразная форма поперечного сечения камер рекомендуется в полускальных и скальных породах с коэффициентом крепости $f > 4$ при минимальном боковом давлении, при этом необходимо принимать отношение высоты выработки h к ее пролету b в пределах 1,5—3. В то же время отношение пролета b к подъему стрелы свода h_1 следует выбирать в зависимости от коэффициента крепости f.

f	> 8	8—4	< 4
b/h_1	5—6	3—4	2

Приняв значение $\alpha = b/h_1$, далее определяют радиус подъема стрелы свода r_1 по известному выражению

$$r_1 = \frac{b}{2d}\left[1 + \left(\frac{\alpha}{2}\right)^2\right].$$

В случаях, когда полностью отсутствует боковое давление, а нагрузка на свод равномерно распределена, форму очертания свода определяют по формуле

$$y = \frac{4 h_1}{b^2} x^2,$$

где y и x — текущие координаты оси свода.

Для придания стенам камеры большей устойчивости на практике ширину выработки у почвы принимают несколько меньше ширины выработки на уровне пят свода, причем отношение $b/b_1 = 0{,}85 \div 0{,}9$ (b_1 — пролет камеры на уровне пят свода).

Подковообразная форма поперечного сечения выработки рекомендуется в породах с коэффициентом крепости $f < 4$ при наличии как вертикального, так и горизонтального горного давления. Соотношение между пролетом b и высотой h целесообразно принимать в пределах 1,2—1,5, а отношение радиуса стрелы подъема свода r_1 к радиусу кривизны стен r_3 должно быть равным λ. При этом λ определяется как отношение $p_г/p_в$, где $p_г$ и $p_в$ — горизонтальное и вертикальное горное давление.

Полуциркульная форма рекомендуется как в полускальных, так и сильно трещиноватых скальных породах при значительном проявлении горного давления, при этом отношение h/b обычно равно 0,6, а радиус стрелы подъема свода $r_1 = b/2$.

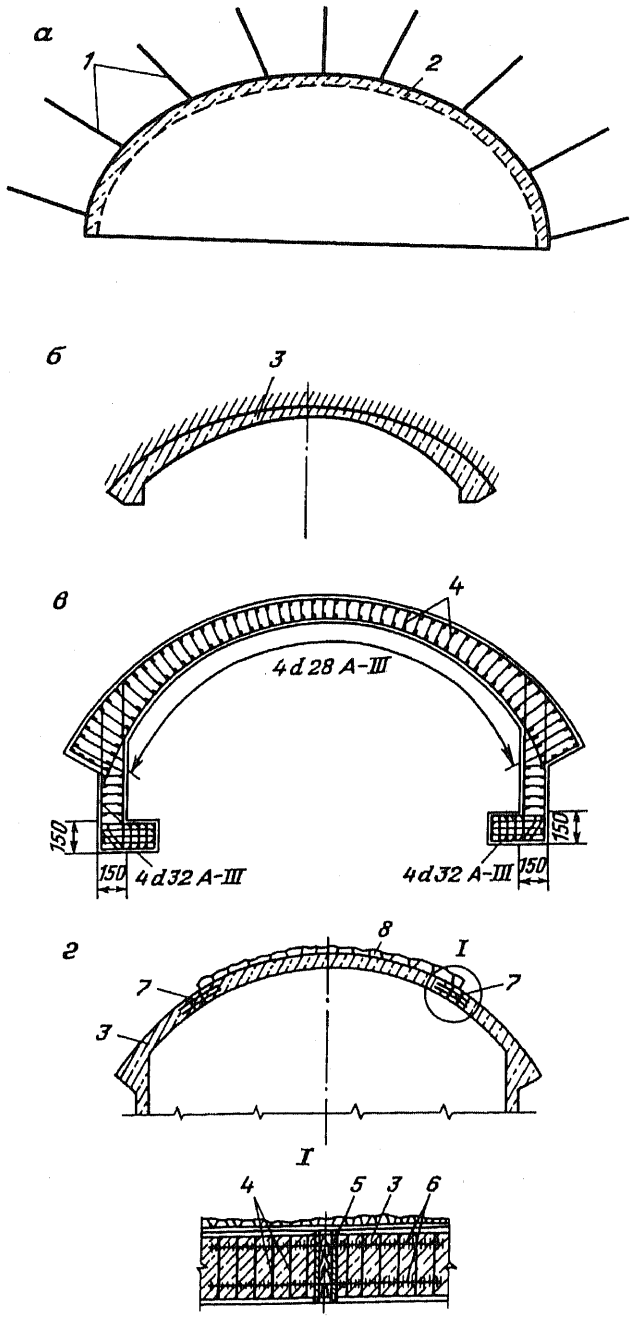
Овальная (эллиптическая) форма обычно рекомендуется в слабых неустойчивых породах со значительным проявлением горного давления. Причем главная ось овала (эллипса) может быть сориентирована как вертикально, так и горизонтально, в зависимости от направления распространения доминирующего давления. Если преобладает боковое давление, то соотношение между высотой h и пролетом выработки b обычно принимают равным 0,5, а для случая, когда преобладает вертикальное горное давление, $h/b = 1{,}3$.

Окончательный выбор формы поперечного сечения камеры осуществляют посредством сравнения затрат на выемку 1 м^3 породы, на материалы конструкции крепи и минимума затрат на поддержание выработанного пространства.

Поскольку геометрические размеры поперечного сечения камерных выработок (пролет и высота) весьма значительны, расчету конструкции крепи таких выработок придают особое значение и выполняют его, как правило, отдельно для свода, стен и почвы.

Крепи свода камерных выработок могут быть различных видов. *Облегченная (мягкая, податливая) конструкция крепи свода* (рис. 8.2, *а*) принимается в крепких скальных породах с незначительным проявлением вертикального горного давления. *Жесткая стандартная крепь свода* (рис. 8.2, *б*) рекомендуется в полускальных и скальных, но трещиноватых породах, склонных к вывалообразованию.

Жесткая с подвесными подкрановыми балками крепь (рис. 8.2, *в*) принимается обычно также в скальных и полускальных трещиноватых породах, склонных к вывалообразованию, с характерным проявлением


а
1
2
1
б
3
в
4
4 d 28 A-III
150
150
4 d 32 A-III
4 d 32 A-III
150
150
г
8
I
7
7
3
I
4
5
3
6

горного давления и предусматривает в период эксплуатации подземного сооружения работу тяжелого крана. В качестве материала для крепи свода используют монолитный железобетон.

В тех случаях, когда камерная выработка проектируется в горном массиве с доминирующим боковым давлением, во избежание передачи больших нагрузок на жесткий свод целесообразно сводовую часть крепи делать *разрезной*. Такая конструкция крепи свода была разработана применительно к условиям строительства машинного зала Рогунской ГЭС. Крепь представляет собой овальную оболочку, разрезанную по бокам вдоль оси камеры двумя продольными деформационными швами, которые обеспечивают податливость свода в поперечном направлении (рис. 8.2, *г*).

Отличительной особенностью конструкции крепи крупных камерных выработок, т.е. крепи по всему контуру поперечного сечения, является то, что она чаще всего бывает комбинированной. Свод камеры, как правило, крепят одним типом крепи, а стены — другим. На рис. 8.3 показаны наиболее характерные конструкции крепи всего поперечного сечения камеры. Так, например, при строительстве машинных залов Жинвали ГЭС (см. рис. 8.3, *а*), Колымской ГЭС (см. рис. 8.3, *б*), а также машинного и трансформаторного залов Рогунской ГЭС (см. рис. 8.3, *в*) в качестве крепи свода был запроектирован монолитный железобетон, а стены были закреплены пассивными и активными анкерами в сочетании с набрызгбетоном.

Определенный интерес вызывают конструкции крепи сближенных камерных выработок, пройденных при строительстве машинного и трансформаторного залов подземного комплекса гидроэлектростанций на реке Хаобинь во Вьетнаме (см. рис. 8.3, *г*) и гидроэлектростанции Окусхино в Японии (см. рис. 8.3, *д*).В этих вариантах свод камер крепили монолитным железобетоном, а стены — пассивными и предварительно напряженными анкерами (ПНА). Причем во втором случае стены камеры крепили ПНА по мере разработки ее ядра из заранее пройденных выработок. Такой подход позволяет уже на стадии проходки включить в работу ПНА и предотвратить возможные смещения стен выработки.

Если выработка пройдена в достаточно крепких породах с незначительными проявлениями горного давления, то в качестве крепи свода и стен камеры рекомендуется использовать только анкеры в сочетании с набрызгбетоном, причем толщина слоя набрызгбетона составляет около 15 см, для усиления грузонесущей способности подкрановых балок дополнительно устанавливают предварительно напряженные анкеры. Такая конструкция крепи была использована при строительстве машинного зала ГЭС Пауоло Афонсо (Бразилия) (см. рис. 8.3, *е*).

Рис. 8.2. Конструкции крепи свода крупных камерных выработок:
1 — анкеры; *2* — набрызгбетон; *3* — бетон или железобетон; *4* — арматурные каркасы; *5* — деревянная прокладка; *6* — арматурные стержни в резиновых муфтах; *7* — деформационные швы; *8* — податливая прослойка

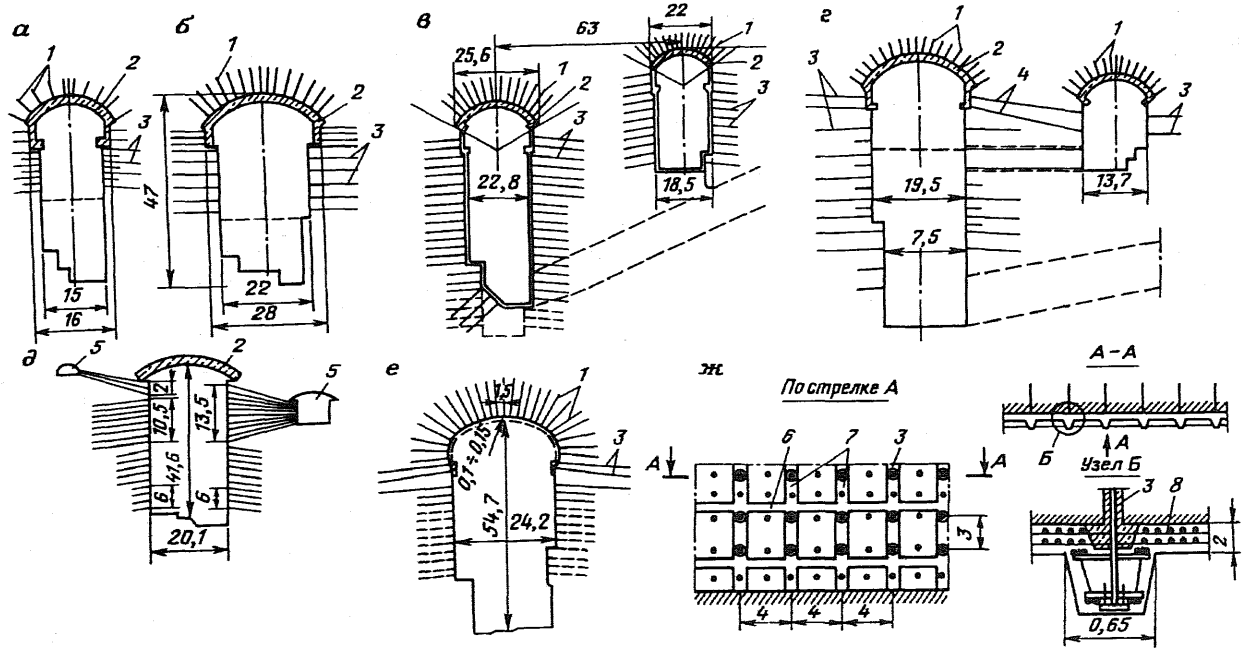


Рис. 8.3. Конструкции крепи камерных выработок, возводимых в скальных и полускальных породах:
1 — обычные анкеры; *2* — железобетонный свод; *3* — глухие предварительно напряженные анкеры; *4* — сквозные предварительно напряженные анкеры; *5* — подходные выработки; *6* и *7* — горизонтальные и вертикальные ребра жесткости; *8* — армосетка; размеры приведены в метрах

Особый интерес, на наш взгляд, вызывает ребристая конструкция стен больших камерных выработок, которая может сочетаться с любой конструкцией крепи свода камеры (см. рис. 8.3, *ж*). Особенно эффективна эта конструкция в крепких, но сильно трещиноватых породах, склонных к вывалообразованию. В этом случае стены камер крепят не только анкерами в сочетании с набрызгбетоном, но и устраивают дополнительно по высоте камер колонны, которые в свою очередь «связывают» с массивом пород с помощью предварительно напряженных анкеров, а между колоннами для придания большей жесткости всей конструкции крепи возводят пояса из набрызгбетона. В конечном итоге получается ребристая конструкция крепи стен камеры. Примерно такая конструкция крепи была использована при строительстве машинного зала ГЭС Фортуна в Панаме.

Если проектом предусматривается проходить камеру в слабых неустойчивых породах, то в качестве конструкции крепи свода и стен таких выработок используют, как правило, монолитный железобетон, а иногда и сборный железобетон. На рис. 8.4 показаны формы поперечного сечения и конструкции крепи камерных выработок, сооружаемых в слабых неустойчивых, а порой и обводненных породах.

На рис. 8.4, *а* изображена конструкция насосной камеры, которая будет сооружаться в Москве на глубине около 100 м в обводненных известняках и плотных глинах. Камера в г. Ставрополе (см. рис. 8.4, *б*) уже построена на глубине 200 м в глинистых грунтах, в качестве крепи использовали сборный железобетон. Конструктивное решение этой камеры заимствовано у типовой конструкции односводчатой станции метрополитена в Санкт-Петербурге.

Выбор типа конструкции крепи для камерных выработок в зависимости от инженерно-геологических условий на стадии технико-экономических расчетов можно осуществлять по рекомендациям В.М. Мосткова, согласно табл. 8.1.

Конструкция лотка (пола) камеры, как правило, представляет собой бетонную или железобетонную плиту (если нет обратного свода), размеры которой в каждом конкретном случае определяют с помощью расчета.

Параметры анкерной крепи для стен камерных выработок (шаг армировки, глубина и диаметр анкеров, а также усилие их натяжения) следует определять посредством расчета. Ориентировочно шаг анкеров можно принимать от 3 до 4 м по высоте и от 3 до 6 м по длине камеры. При назначении длины анкеров L в стенах (включая замок) следует принимать большее из двух значений, определяемых по формулам

$$L = (0{,}4 \pm 0{,}2)\, b$$

или

$$L = (0{,}3 \pm 0{,}2)\, h,$$

где b и h — пролет и высота камеры.

В особо крепких грунтах, в скобках принимают знак минус, в породах средней крепости — плюс.

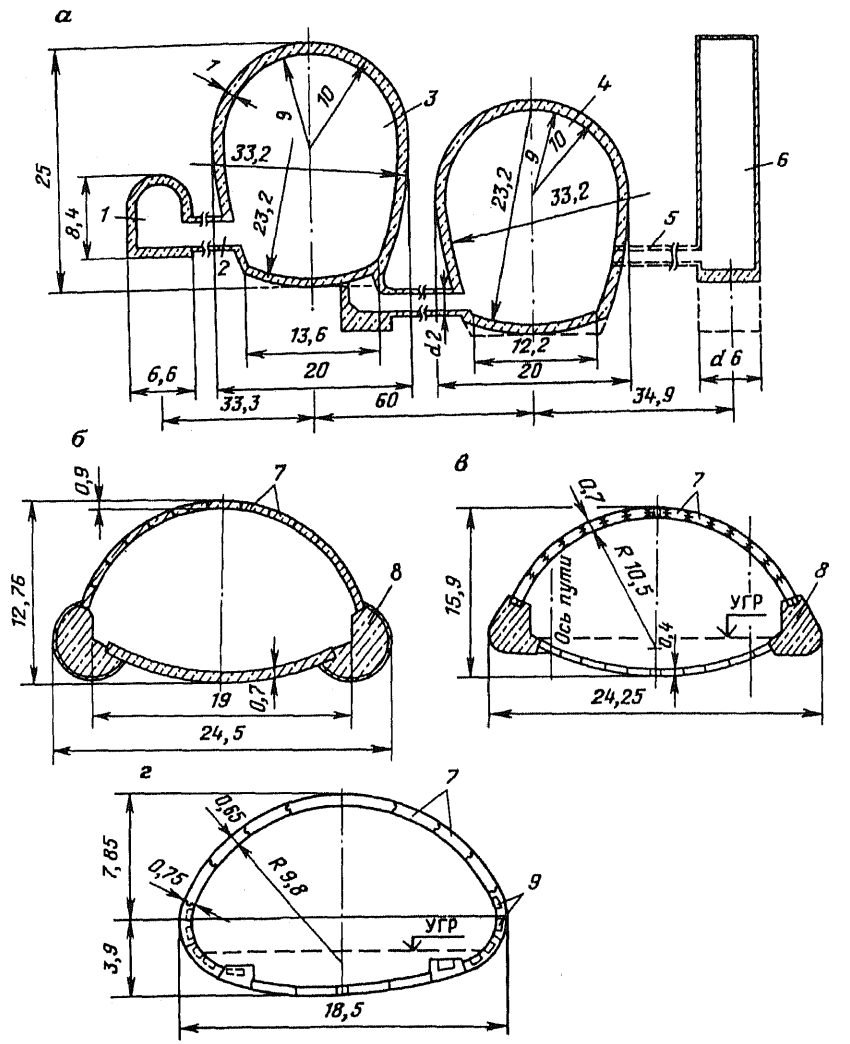


Рис. 8.4. Конструкции крепи камерных выработок, сооружаемых в слабых неустойчивых породах:

а — монолитная железобетонная крепь проектируемой насосной станции в Москве; *б* — сборная железобетонная крепь насосной станции в г. Ставрополе; *в* — сборная железобетонная крепь с опорами треугольного очертания для односводчатой станции метрополитена; *г* — сборная крепь для односводчатой станции метрополитена с опорами из усиленных железобетонных тюбингов; *1* — распределительная галерея; *2* — напорный тоннель; *3* — грабельный зал; *4* — машинный зал; *5* — напорный трубопровод; *6* — вертикальный ствол; *7* — элементы сборной конструкции крепи; *8* — конструктивные элементы опор свода камеры; *9* — опоры из усиленных железобетонных тюбингов; размеры приведены в метрах

Таблица 8.1

Характеристики грунтов (в массиве)		Типы обделок	
коэффициент крепости f	трещиноватость (модуль трещиноватости M_i)	сводов	стен
$f > 8$	Слаботрещиноватые (менее 1,5)	Без обделок, отдельные анкеры, набрызгбетон толщиной 5—10 см по металлической сетке или дисперсно-армированный набрызгбетон толщиной 5—8 см	Без обделок, анкеры, набрызгбетон толщиной 5—10 см
	Слаботрещиноватые (1,5—5,0)	Анкеры, набрызгбетон толщиной 10—15 см по металлической сетке или дисперсно-армированный набрызгбетон толщиной 8—12 см	Анкеры, набрызгбетон толщиной 10—15 см по металлической сетке
	Сильнотрещиноватые (более 5)	Анкеры, монолитный железобетон толщиной 1/20—1/30 пролета камерной выработки	Предварительно напряженные анкеры усилием 600—1000 кН с набрызгбетоном или железобетон толщиной 20—40 см
$4 \leqslant f \leqslant 8$	Слаботрещиноватые (менее 1,5)	Анкеры, набрызгбетон толщиной 15—20 см по металлической сетке или дисперсно-армированный набрызгбетон толщиной 10—15 см	Анкеры, набрызгбетон толщиной 5—10 см
	Средне- и сильнотрещиноватые (более 1,5)	Монолитный железобетон толщиной 1/15—1/20 пролета выработки, сборный железобетон, обжатый в грунт, или предварительно напряженные анкеры усилием 1000—1500 кН с набрызгбетоном (последний вид обделки рекомендуется в среднетрещиноватых грунтах)	Предварительно напряженные анкеры усилием 1000—1500 кН и набрызгбетоном толщиной 7—10 см или монолитный железобетон толщиной 0,4—0,5 м, прианкеренный к грунту
$f < 4$ (ниже средней крепости)	Слаботрещиноватые (менее 1,5)	Монолитный железобетон толщиной 1/10—1/20 пролета камеры или сборный железобетон, обжатый в грунт, или предварительно напряженные анкеры усилием 1000—1500 кН с набрызгбетоном	Предварительно напряженные анкеры усилием 1000—1500 кН с набрызгбетоном толщиной 10—15 см или монолитный железобетон толщиной 0,4—0,8 м, прианкеренный к грунту
	Средне- и сильнотрещиноватые (более 1,5)	Предварительно напряженные анкеры, набрызгбетон толщиной 20—30 см по сетке или предварительно напряженные анкеры усилием 1200—1700 кН и монолитный железобетон, обжатый в грунт	Предварительно напряженные анкеры усилием 1200—1700 кН с набрызгбетоном толщиной 15—20 см (или железобетон толщиной 0,5—0,7 м), или монолитный железобетон толщиной до 1,5 м при криволинейном очертании поперечного сечения выработки

8.2. ВСКРЫТИЕ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

При строительстве крупных камерных выработок для обеспечения высоких темпов проходки и использования высокопроизводительного оборудования по выемке породы и возведению постоянной конструкции крепи, а в дальнейшем для доставки в камеры стационарного оборудования существенное влияние оказывает схема вскрытия камеры, т.е. число и расположение подходных выработок, а также размеры их поперечного сечения. По своему назначению *подходные выработки* делят на *постоянные* (*эксплуатационные*), которые будут использоваться в период эксплуатации подземного сооружения, и *временные* (*строительные*), которые нужны только на период его строительства.

Выбор схемы расположения подходных выработок обусловливается множеством факторов, наиболее значимые из которых — топография местности строительства, объемы подземных работ и запланированные сроки ввода в эксплуатацию всего объекта.

Возможны четыре схемы вскрытия камерных выработок: горизонтальными, наклонными, вертикальными и спиральными выработками. Иногда при строительстве применяют комбинированную схему (рис. 8.5).

Первую схему вскрытия камеры, т.е. *горизонтальными выработками*, целесообразно применять при таком рельефе местности, когда существует возможность провести горизонтальные выработки (штольни) к проектируемой камере.

Вскрытие *наклонными подходными выработками* рекомендуется при слабохолмистой рельефной местности и неглубоком залегании объекта строительства. Как правило, роль подходной выработки выполняет наклонный ствол.

Вертикальный подход в виде вертикальных стволов целесообразен при равнинном рельефе местности.

Иногда следует осуществлять вскрытие камеры с помощью *подходной выработки, пройденной по спирали*, что позволяет выдавать породу из камеры автомобильным транспортом непосредственно на дневную поверхность.

Практика подземного строительства имеет опыт и *комбинированной схемы* расположения подходных выработок, как правило, это имеет место при вскрытии машинных залов гидроэлектростанций, когда подсводовую часть камеры вскрывают горизонтальной выработкой, а нижнюю — наклонными или вертикальной в сочетании с горизонтальной выработками.

На рис. 8.6 показана схема расположения подходных выработок при строительстве подземного машинного зала Ингури ГЭС. Как видно из рисунка, для разработки машинного зала вначале был пройден вертикальный ствол *А*, затем провели горизонтальную выработку *2* для разработки свода. Выработка *4* и штольня *5* были проведены для разработки ядра камеры *3*, нижнюю часть сечения камеры разрабатывали с помощью подходной выработки *7* и ствола *А*. Породы, слагающие ядро камеры между выработками *5* и *7*, разрабатывали и транспортировали по фур-

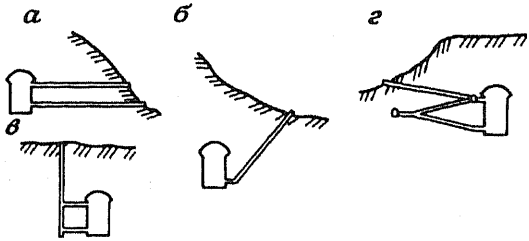


Рис. 8.5. Варианты вскрытия камерных выработок:
а — горизонтальными подходными выработками; *б* — наклонными; *в* — вертикальными в сочетании с горизонтальными; *г* — спиральными

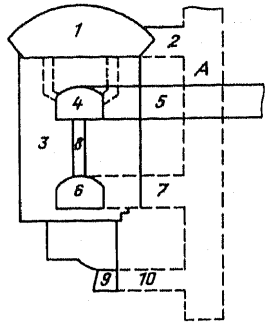


Рис. 8.6. Схема вскрытия и очередность разработки ядра машинного зала Ингури ГЭС

нели *8* в подходную выработку *6*, а затем из нее по подходной выработке *7* доставляли в ствол и транспортировали на поверхность. Коллектор отсасывающих труб машинного зала разрабатывали через дренажную выработку *9* и подходную выработку *10*.

Примером из практики, когда камерную выработку вскрывают горизонтальной и наклонной выработками, может служить схема расположения подходных выработок для сооружения машинного зала гидроэлектростанции «Боргунд» в Норвегии (рис. 8.7, *а*). В этом случае подходная выработка *3* была наклонной и предназначалась для разработки подсводовой части камеры, она делила ее по длине на две части. Подходная выработка *2* представляла собой ветвь наклонной и горизонталь-

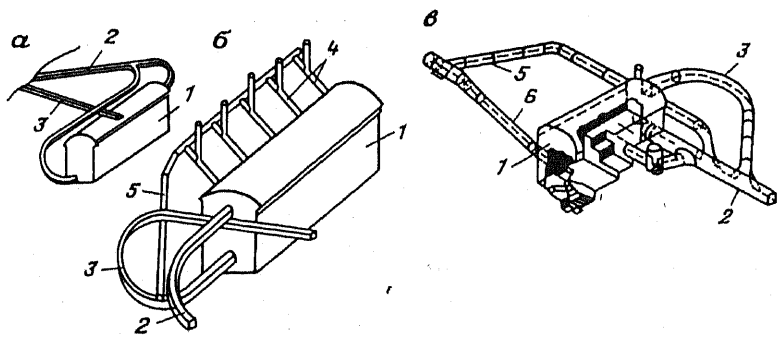


Рис. 8.7. Схемы вскрытия подземных машинных залов гидроэлектростанций:
а — схема вскрытия машинного зала ГЭС «Боргунд»; *б* — схема развития подходных выработок машинного зала Колымской ГЭС; *в* — схема вскрытия машинного зала ГЭС «Бальзам Мидоу» (США); *1* — машинный зал; *2* — подходной тоннель; *3* — наклонный тоннель; *4* — турбинные водоводы; *5* — отводной тоннель, *6* — подводящий тоннель

ной выработок, вскрывающих как свод, так и лоток будущей камеры. Разработанную породу из ядра камеры опускали по фурнелям в ее нижнюю часть, а затем по выработке *2* транспортировали на поверхность.

На рис. 8.7, *б* показана схема расположения подходных выработок для раскрытия машинного зала Колымской ГЭС. В этом случае разработку сводовой части зала *1* вели с помощью подходной выработки *2*, которая имела непосредственный выход на дневную поверхность. Основное ядро камеры разрабатывали уступами с использованием пандусов для перемещения породы с уступа на уступ, далее ее транспортировали через подходную петлевую выработку *3*. Отсасывающие выработки машинного зала разрабатывали через горизонтальные участки турбинных водоводов *4*, собранных в коллектор *5*, который пересекался с подходной выработкой *3*.

Анализ изображенных схем расположения и числа подходных выработок при строительстве подземных машинных залов ГЭС показал, что сочетание горизонтальных и вертикальных выработок позволяет сократить объем подходных выработок, но при этом снижается их пропускная способность во время транспортирования породы и возникает потребность в дополнительном оборудовании для выдачи ее на поверхность. Кроме того, усложняются работы по приемке породы через фурнели и значительно возрастает число проходчиков, занятых на обслуживании перегрузочных пунктов, что в конечном итоге снижает производительность транспортных средств и увеличивает сроки строительства.

Вскрытие камерной выработки с помощью наклонных подходных выработок, несмотря на некоторое увеличение их суммарной длины, позволяет использовать для ведения горных работ современное высокопроизводительное оборудование для погрузки и транспортирования породы, обуривания забоя и возведения как временной, так и постоянной крепи, практически отказаться от монтажно-демонтажных работ для этого оборудования. Все это в конечном счете обеспечивает более интенсивное ведение проходческих работ и создает возможность для сокращения сроков не только строительства выработок, но и пуска всего подземного комплекса.

Схема расположения подходных выработок в значительной степени оказывает влияние на организацию работ по сооружению камеры. При выборе числа и схемы расположения подходных выработок следует также учитывать и стоимость их проведения. Установлено, например, что затраты на проведение тоннелей несколько меньше затрат на проходку вертикальных выработок, кроме того, горизонтальные выработки более приспособлены для транспортирования проходческого и стационарного оборудования. Подходные выработки в виде вертикальных или наклонных стволов следует устраивать только там, где проведение тоннелей нецелесообразно по ряду других факторов, поскольку суммарная трудоемкость проходки 1 м ствола примерно в 4—5 раз больше трудоемкости проходки 1 м тоннеля такой же площади поперечного сечения.

Окончательный выбор схемы расположения подходных выработок, а также их числа следует осуществлять с учетом всей схемы компоновки

подземного комплекса и обеспечения безопасных условий ведения подземных работ. Как правило, один из подходов должен примыкать к нижней части камеры, а второй — к верхней или средней. Три самостоятельных подхода и более рекомендуется устраивать при необходимости форсирования сроков строительства подземного сооружения, причем длина третьего и последующих подходов должна быть соизмерима с длиной первых двух, а объем породы, разрабатываемой и вывозимой по каждому строительному подходу, составлял не менее 20 тыс. м^3.

При разработке ядра камеры, а это выполняют, как правило, уступами высотой 5—10 м, к каждому новому уступу должен быть проведен самостоятельный подход, или же в пределах уступа необходимо устраивать съезд с уклоном 6—20°. Причем уклон должен быть проведен таким образом, чтобы груженые автосамосвалы съезжали вниз, а порожние поднимались вверх. Если же длина камеры не позволяет устраивать наклонный съезд с уступа на уступ внутри самой камеры, то к каждому уступу проводят отдельную выработку.

8.3. СХЕМЫ РАСКРЫТИЯ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ КАМЕР

Выработки с большим поперечным сечением предпочтительнее проводить в скальных и полускальных породах, поэтому в настоящее время самым распространенным способом выемки породы в забое является буровзрывной.

Расположение выработок в крепких породах обусловливается прежде всего стремлением сократить затраты на проведение и возведение постоянной крепи камерной выработки, т.е. постараться использовать как можно больше грузонесущую способность вмещающих пород как в момент проведения выработки, так и в период эксплуатации самого подземного сооружения. Однако, для того чтобы добиться этого, необходимо в момент разработки забоя не нарушить целостность пород приконтурного массива, что неосуществимо при буровзрывном способе разрушения.

Вследствие ограниченной протяженности камерных выработок, а также больших площадей поперечного сечения широкое использование проходческих комбайнов при проведении этих выработок исключается.

Существенное отличие размеров поперечного сечения камерных выработок в сравнении с сечениями выработок, используемых в горнодобывающих отраслях, и даже с сечениями транспортных тоннелей не позволяет использовать при их проведении хорошо зарекомендовавшие себя технологии, а требует применения иных организационных способов и технологических схем проходки. Объясняется это тем, что в забое, как правило, взрывают большую массу взрывчатого вещества, а это сопровождается значительными сейсмическими колебаниями пород вмещающего массива и выделением большого количества продуктов взрыва. Кроме того, непосредственно после взрыва образуется значительная поверхность обнажения стен и свода выработки, требующая оперативного приведения их в безопасное состояние и поддержания хотя бы на период

погрузки пород. Однако сразу после уборки породы необходимо в самые кратчайшие сроки закрепить выработанное пространство, причем делать это приходится в зоне повышенной опасности. Указанные ранее обстоятельства обязывают строителей выполнять уборку породы и возводить временную крепь в сжатые сроки. Поэтому при проектировании технологии строительства таких камер проектировщики вынуждены вносить значительные изменения в известные технологии проходки и крепления горных выработок.

Прежде всего, при проведении камерных выработок рекомендуется использовать только *контурное взрывание*, причем при разработке сводовой части камеры применяют, как правило, последующее оконтуривание, а при разработке основного ядра — предварительное щелеобразование вдоль стен камеры.

Значительные объемы проходческих работ и, в частности, приведение забоя в безопасное состояние, уборка породы и поддержание незакрепленного выработанного пространства вынуждают строителей возводить временную крепь. Все это обусловливает применение только высокопроизводительного погрузочного оборудования и использование высокотехнологичных конструкций временной крепи. Особое внимание при проведении камерных выработок уделяют такому опасному процессу, как приведение забоя в безопасное состояние, поскольку после взрыва образуются большие площади обнаженной поверхности и, как следствие, эти обнажения зачастую сопровождаются значительными объемами отслаивающейся породы (заколами).

Поэтому в процессе проведения таких выработок в обязательном порядке ведут мониторинг за состоянием пород вмещающего массива и конструкцией временной крепи ранее закрепленных участков, постоянную же крепь возводят с некоторым отставанием от забоя. Основными показателями мониторинга служат перемещения, конвергенция, возникающие усилия в анкерах, фильтрация и трещиноватость пород, напряжения в набрызгбетоне и самой породе, сейсмические колебания во вмещающем массиве.

Большая концентрация работающих механизмов и людей в ограниченном подземном пространстве обязывает технический персонал создавать надежные системы проветривания выработанного пространства и оптимальное функционирование транспортных потоков.

При строительстве камерных выработок небольшой высоты (до 10 м) в зависимости от горно-геологических условий используют, как правило, известные в тоннелестроении способы проходки. Прежде всего способы сплошного забоя, верхнего и нижнего уступов, опертого свода, опорного ядра, новоавстрийский способ, способ проходки с опережающей выработкой.

Однако при проведении камерных выработок особо больших поперечных сечений широкое распространение получили следующие принципиальные схемы: поэтапное раскрытие всего сечения камеры, начиная со свода, горизонтальными уступами (рис. 8.8, *а*); создание по контуру камеры, начиная со стен, прорези с одновременным возведением в этой

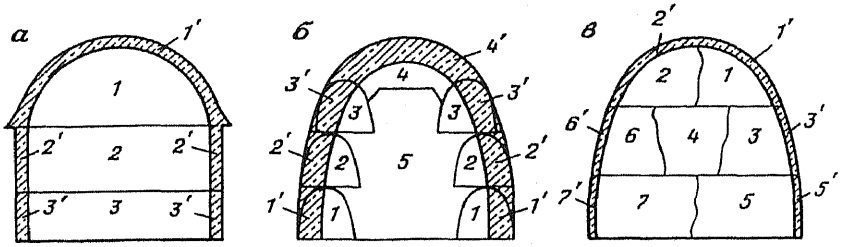


Рис. 8.8. Очередность раскрытия сечения (*1—7*) и возведения постоянной крепи (*1'—7'*) камерных выработок особо больших поперечных сечений

прорези постоянной крепи стен камеры, затем разработка породы и возведение постоянной крепи в подсводовой части сечения камеры, и только затем отработка ее основного ядра (рис. 8.8, *б*); поэтапное раскрытие сечения камеры отдельными фрагментами как в профиле, так и в плане (рис. 8.8, *в*).

Первая схема раскрытия поперечного сечения камер является прототипом уже известного способа проведения тоннелей, называемого *способом опертого свода*. По этой технологии вначале на всю длину камеры проводят ее сводовую часть с одновременной установкой временной крепи, затем возводят постоянную крепь и приступают к разработке сверху вниз основного ядра камеры. При этом массив породы отрабатывают уступами с одновременным возведением конструкции крепи стен камеры (см. рис. 8.8, *а*).

Технология раскрытия сечения камеры по контуру с последующей разработкой ядра является прототипом известного способа проведения тоннелей — *способ опорного ядра*. Данная технология предусматривает проведение по контуру камеры соприкасающихся выработок, образующих в конечном итоге прорези по всему периметру. Одновременно с проведением этих выработок в них возводят отдельные элементы постоянной конструкции крепи стен и свода камеры (см. рис. 8.8, *б*).

Технологию поэтапного раскрытия всего сечения камеры отдельными заходками как в профиле, так и в плане в практике подземного строительства называют *новоавстрийским способом*. При этом способе поперечное сечение выработки разрабатывают отдельными фрагментами, как это показано на рис. 8.8, *в*, причем забои отдельных фрагментов сдвинуты вдоль продольной оси камеры на 20—30 м.

Первую схему раскрытия сечения камеры чаще всего применяют при строительстве камер, располагаемых в скальных и полускальных породах. Вторая и третья схемы могут быть использованы в полускальных трещиноватых и мягких породах, склонных к вывалообразованию.

8.4. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОВЕДЕНИЯ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК В СКАЛЬНЫХ И ПОЛУСКАЛЬНЫХ ПОРОДАХ

Как отмечалось ранее, при строительстве камерных выработок в таких условиях, как правило, вначале проводят подсводовую часть выработки, а затем горизонтальными уступами разрабатывают основное ядро.

Разработку подсводовой части камеры пролетом до 20 м, согласно СНиП 3.07.01—85, рекомендуется осуществлять сразу на полное сечение и на всю длину с установкой временной крепи, а затем приступать к возведению постоянной крепи свода. Высоту верхней части свода следует принимать такой, чтобы существовала возможность использования высокопроизводительного бурового, погрузочного и транспортного оборудования. На практике часто высоту сводовой, одновременно разрабатываемой части сечения принимают, исходя из возможностей бурового оборудования, как правило, она не превышает 10 м.

Возможные схемы раскрытия сводовой части камеры и последовательность работ по разработке породы в забое и возведению временной, а также постоянной крепи при проведении сводовой части камеры на полное сечение показаны на рис. 8.9. В этом случае сводовую часть выработки разрабатывают сразу на все сечение и устанавливают временную крепь из железобетонных анкеров и набрызгбетона (рис. 8.10, *а*). После того, как сводовая часть сечения будет проведена на всю длину

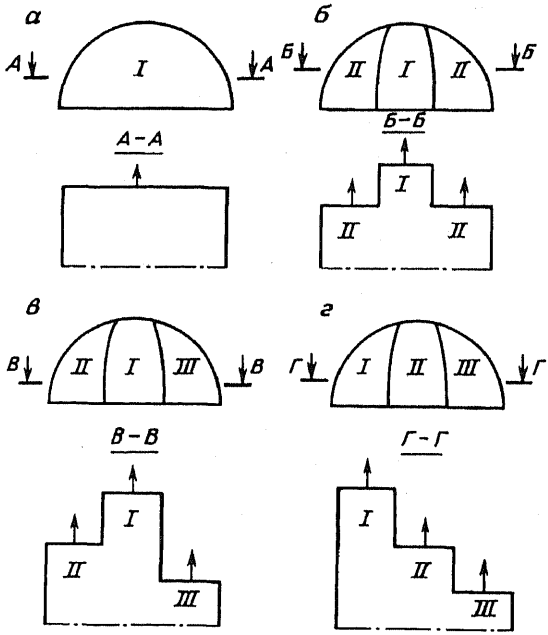


Рис. 8.9. Схемы раскрытия подсводовой части камерных выработок:
а — на полное сечение; *б*, *в* и *г* — с боковыми уступами: *I*, *II*, *III* — очередность разработки уступов

или на расстояние 50—100 м, приступают к возведению постоянной крепи свода (рис. 8.10, *б*). После установки постоянной крепи свода по всей длине камеры приступают к разработке ее ядра с одновременным возведением крепи в стенах камеры (рис. 8.10, *в*, *г*, *д*, *е*). Эти работы продолжаются до полной разработки всего ядра и установки постоянной крепи.

При проходке свода выработок в скальных породах с его пролетом более 20 м, а также если вмещающий массив представлен полускальными и трещиноватыми породами, рекомендуется разрабатывать забой последовательно *способом бокового уступа*. В таких случаях вначале проходят центральную часть сечения *1* на всю длину камеры, а затем разрабатывают боковые уступы *2* и *3* (рис. 8.11).

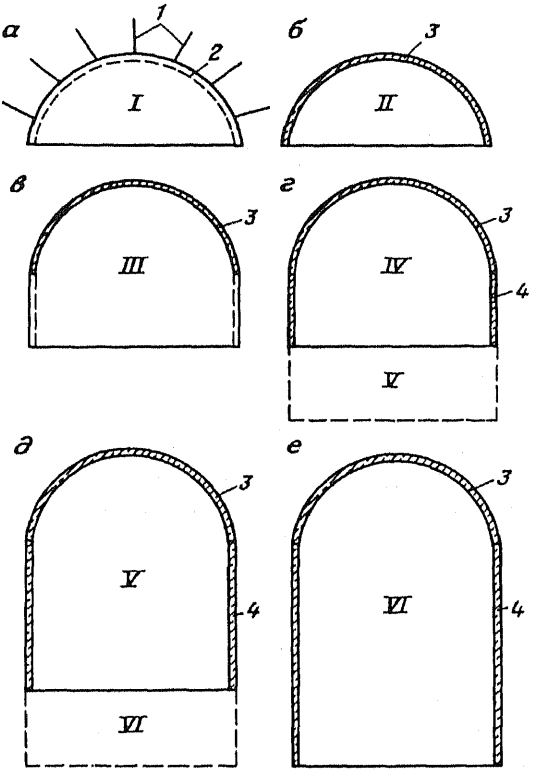


Рис. 8.10. Схемы ведения работ при строительстве камерных выработок в скальных породах при раскрытии свода на все сечение:
I, II, III, IV, V, VI — очередность выполнения работ; *1* — железобетонные анкеры; *2* — набрызгбетон возможно в сочетании с металлической сеткой; *3* — постоянная железобетонная крепь свода; *4* — постоянная железобетонная крепь стен камеры

Поскольку в последнее время в практике подземного строительства все чаще используют мобильное дорогостоящее самоходное проходческое оборудование, строители стараются переходить на более совершенную организацию работ. В частности, при проходке подсводовой части камеры ее сечение делят на два или три боковых уступа, и работы ведут сразу во всех уступах, используя один и тот же комплект проходческого оборудования, причем последовательность разработки уступов может быть различной (см. рис. 8.9, *б*, *в* и *г*). При такой организации работ появляется возможность повысить в 1,5—2 раза коэффициент использования проходческого оборудования (КИПО) и таким образом снизить себестоимость единицы объема готовой продукции.

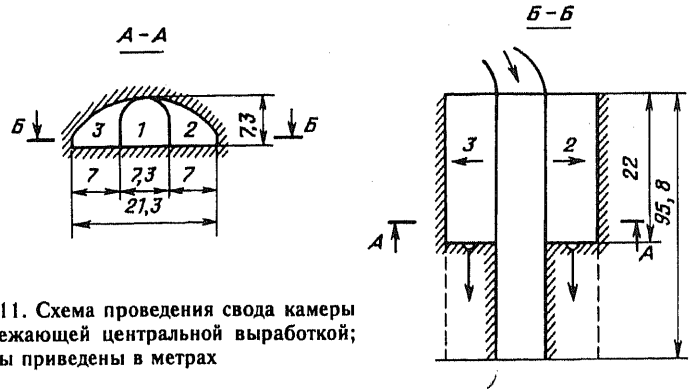


Рис. 8.11. Схема проведения свода камеры с опережающей центральной выработкой; размеры приведены в метрах

В процессе проходки подсводовой части сечения по одной из указанных схем сразу после разработки породы в забое, как правило, с применением буровзрывного способа возводят временную крепь, преимущественно анкерную в сочетании с металлической сеткой (если в этом есть необходимость) и набрызгбетоном. Бетонные работы осуществляют либо после окончания проходки всей подсводовой части камеры, либо с некоторым отставанием от забоя, обычно на 30—50 м, с помощью передвижных металлических опалубок. Причем бетонирование свода практически мало отличается от технологии бетонирования свода транспортного тоннеля.

Параллельно с отработкой подсводовой части камеры или во время бетонирования свода для разработки основного ядра камеры вдоль ее стен для получения гладкого откола бурят вертикальные скважины. После возведения постоянной крепи свода приступают непосредственно к работам по разработке ядра камеры.

Согласно СНиП 3.07.01—85 разработку ядра камер, в которых предусматривается проектом возведение постоянной крепи стен, следует вести в направлении сверху вниз уступами, высотой до 10 м в устойчивых скальных породах и уступами высотой до 5 м в скальных породах средней устойчивости.

Характерным примером разработки ядра камеры уступами может служить схема разработки машинного зала Колымской ГЭС (рис. 8.12). Разработку сечения камеры начинали с отработки породы в сводовой части сечения и возведения постоянной крепи свода до отметки 40,95 м. При этом проходческое оборудование, породу, а также бетонную смесь и другие строительные материалы транспортировали по тоннелю *1*. После разработки свода и возведения постоянной крепи (*I*, *II*, *III*) приступили к отработке самого ядра. Для вывоза породы из первого уступа транспортный тоннель *1* углубляли до отметки 36,25 м вдоль оси камеры с уклоном 10%. Породу из второго уступа до отметки 26,06 м перемещали по транспортному тоннелю *2*, для транспортирования породы с третьего уступа до отметки 20,76 м из тоннеля *2* также был устроен съезд с уклоном 10%, а горную массу с четвертого уступа перемещали по временному

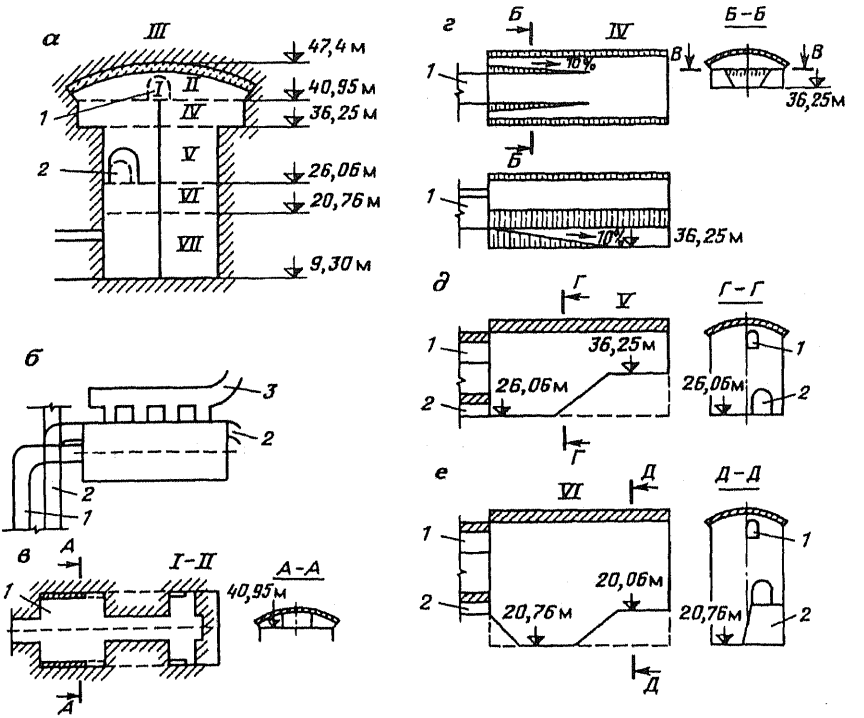


Рис. 8.12. Схема ведения работ при строительстве машинного зала Колымской ГЭС: *а* — проекция на вертикальную плоскость; *б* — *е* — проекции на горизонтальную плоскость; *I* — *VII* — последовательность выполнения работ

тоннелю *3*. В качестве крепи для стен камеры использовали анкеры, которые устанавливали одновременно с разработкой каждого уступа.

Довольно оригинальная технология проведения камеры была принята при строительстве подземного машинного зала гидроэлектростанции Фортуна (Панама) (рис. 8.13).

Эту выработку пролетом 23,7 м, высотой 30 м и длиной 75 м проводили в андезитах с большим пропластком туфовых пород у почвы выработки. После проходки подсводовой части камеры по ее периметру с шагом 0,5 м забуривали скважины диаметром 0,2 м на всю высоту камеры. Затем в них устанавливали двутавровые балки № 13 (длиной по 6 м), которые в процессе опускания в скважину сваривали между собой, а скважины заполняли раствором. По мере разработки ядра камеры через каждые 2 м к колоннам приваривали горизонтальные балки, «связывали» с породным массивом предварительно напряженными анкерами длиной 20 м с усилием натяжения от 750 до 900 кН. Такая конструкция крепи не позволяла в процессе ведения работ развиваться деформациям стен.

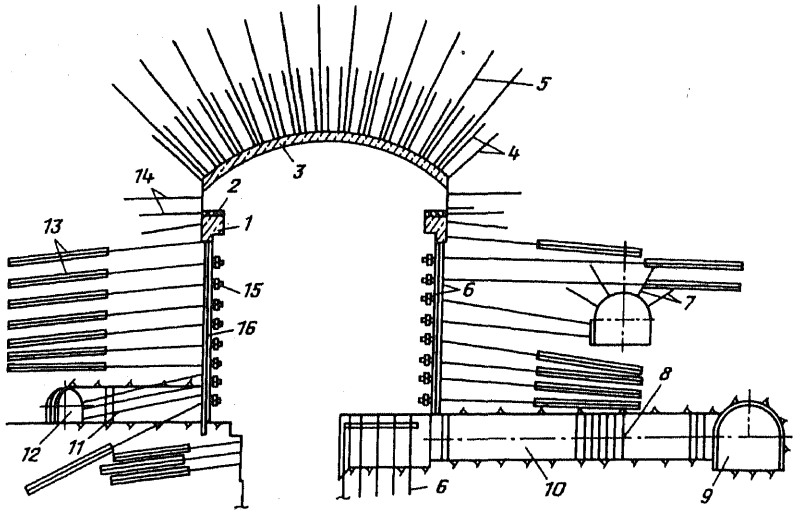


Рис. 8.13. Конструкция крепи выработки машинного зала ГЭС Фортуна (Панама):
1 — опорный брус; *2* — подкрановая балка; *3* — набрызгбетон в своде; *4* — анкеры (l = 5 м); *5* — железобетонный анкер (l = 14 м); *6* — пионерные сваи; *7* — анкеры (l = 4 м); *8* — арочная крепь; *9* — коллектор отводящего тоннеля; *10* — ответвление коллектора; *11* — анкер диаметром 35 мм; *12* — вспомогательная выработка; *13* — пучковые анкеры (l = 20 м); *14* — анкеры (l = 8 м); *15* — продольные балки; *16* — набрызгбетон в стенах

Как уже было отмечено, большие камерные выработки, как правило, пересекаются со значительным числом подходных выработок, причем последние могут сооружаться как до проведения самой камеры, так и во время или же после ее проходки. Вследствие наличия большого разнообразия сопряжений по площади поперечного сечения, а также из-за того, что эти выработки порой приходится сооружать в породах с неустановившимся горным давлением, проведение сопряжений является весьма трудоемким и опасным процессом. Поэтому проектировщики обязаны внимательно подходить к выбору технологии проходки таких участков и особенно к обоснованию параметров конструкции крепи.

Основными факторами, определяющими технологию проведения сопряженных участков, являются геологическое строение пород вмещающего массива, предполагаемый способ разработки породы, обводненность пород и последовательность работ по проведению сопряжений и камерной выработки, т.е. подходную выработку можно сооружать до раскрытия самой камеры или же ее проходка начнется из камеры.

Обычно при проведении сопряжений небольшой площади поперечного сечения от 2 до 40 м^2 из камеры по своду будущей выработки бурят с небольшим уклоном от ее оси один или два ряда шпуров (второй ряд будет несколько выше первого), при этом расстояние между шпурами составляет 30—40 см. Затем эти шпуры заполняют раствором и уста-

навливают в них арматурные стержни диаметром 22—30 мм. Под защитой такого воротника осуществляют врезку и приступают к разработке самого сечения выработки. Разработку забоя ведут, как правило, мелкошпуровыми зарядами с раскрытием сечения по частям. По мере раскрытия сечения на полный профиль целесообразно наносить слой набрызгбетона и устанавливать арочную крепь. Протяженность участка сопряжения в каждом конкретном случае определяется расчетом.

При особо опасном геомеханическом состоянии вмещающих пород сопряжение целесообразно проводить только после возведения постоянной крепи стен камеры. Причем, если площадь поперечного сечения сопряжения достаточно велика, то работы на этом участке нужно осуществлять с использованием в качестве временной крепи так называемого чернового бетона. В этом случае также по своду контура будущей врезки бурят шпуры, которые затем заполняют раствором и арматурой, монтируют щит-оболочку и приступают к обуриванию забоя. Взрывание забоя в породе, как и в предыдущем случае, производят мелкошпуровыми зарядами. По мере подвигания забоя щит-оболочку надвигают на забой, устанавливают в проектное положение, осуществляют ее торцовку и приступают к укладке бетонной смеси. Бетонную смесь подают с помощью бетононасосов. После заполнения бетоном заопалубочного пространства приступают к обуриванию шпуров в забое и их заряжанию. Затем заряды взрывчатого вещества взрывают, убирают породу из забоя, отрывают щит-оболочку и операции проходческого цикла повторяют.

В том случае, когда проведение подходных выработок опережает разработку самой камеры, целесообразно участок сопряжения не проходить, т.е. оставить целик длиной 4—8 м, который будет пройден после разработки и закрепления стен соответствующего яруса камеры. Как показывает опыт, рассмотренные технологии проведения сопряжений сдерживают порой темпы разработки камерных выработок, но в конечном итоге дают большие преимущества. Например, при проходке по таким технологиям некоторых участков сопряжений в зонах подземного машинного зала гидроэлектростанции Хаобинь практически отсутствовали вывалы пород вокруг сооружаемых выработок.

8.5. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОВЕДЕНИЯ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК В СЛАБОУСТОЙЧИВЫХ СКАЛЬНЫХ И МЯГКИХ ПОРОДАХ

Иногда на практике приходится строить большие камерные выработки в слабых, неустойчивых породах, неспособных воспринимать давление от нагрузок свода камеры. В таких случаях рекомендуется проводить эти выработки *способом опорного ядра*, который характеризуется сравнительно высокими трудоемкостью и стоимостью работ. Вместе с тем этот способ является наиболее надежным и безопасным для таких условий.

Сущность технологии строительства выработок таким способом, как отмечалось ранее, состоит в том, что вначале возводят стены будущей камеры, а затем на них опирают ее свод, после чего приступают к разработке пород, слагающих основное ядро камеры (см. рис. 8.8, *б*).

Для возведения постоянной крепи стен камеры по ее контуру, начиная от почвы будущей выработки, параллельно продольной оси проводят две боковые штольни на всю длину камеры. Затем в этих штольнях устанавливают опалубку и приступают к бетонированию опорных элементов будущей конструкции стены. После окончания бетонных работ приступают к проведению следующего яруса боковых штолен, которые примыкают своим лотком к своду ранее проведенных штолен. Далее начинают бетонирование элементов конструкции крепи стен камеры. Таким образом работы продолжают до тех пор, пока стены не будут полностью возведены. После возведения всей конструкции крепи стен приступают к разработке непосредственно подсводовой части камеры и возведению крепи свода.

Разработку подсводовой части камеры ведут смежными выработками, длина которых не превышает обычно 3—4 м. После проведения подсводовой части выработки на все сечение останавливают проходку и приступают к установке опалубки и возведению постоянной крепи по всему периметру свода камеры. На рис. 8.14 изображена технологическая схема проведения камерной выработки способом опорного ядра, сооружаемой в породах, которые представлены песчаниками с коэффициентом крепости по шкале М.М. Протодьяконова, равным 5. Как видно из рисунка, в первую очередь проводили две боковые нижние штольни *1*, а затем в них бетонировали стены *2* будущей камеры.

Для безопасного ведения работ по разработке подсводовой части камеры всю площадь забоя разделили на пять полузабоев *3*, *4*, *5*, *6* и *7* и приступили к их разработке, причем длина заходки каждого из забоев была равна длине заходки соседнего с ним забоя и не превышала 4 м. На отдельных участках с устойчивыми породами длину заходки увеличивали до 7—8 м. После разработки всех смежных забоев устанавливали общую опалубку и приступали к укладке бетона *8*. После того как бетон набирал необходимую прочность, проходку возобновляли и цикл повторяли. После окончания работ, связанных с бетонированием свода по всей длине камеры, приступали к разработке ее центрального ядра *9*. Схема разработки основного массива породы в ядре камеры при этом способе принципиальных отличий от уже известного способа опертого свода не имела. В последнюю очередь был разработан и забетонирован лоток камеры *10*. Средняя скорость проведения камеры составила около 8 м/мес.

Способом опорного ядра в последнее время все чаще строят односводчатые станции метрополитена полуциркульного очертания в слабых неустойчивых породах. На рис. 8.15 показана принципиальная схема последовательности раскрытия поперечного сечения станции и возведения основной конструкции крепи способом опорного ядра. В этом случае работы выполняют в следующей последовательности: вначале проводят боковые тоннели *1*, затем с помощью передвижной металлической опалубки возводят в них опоры *2* для опирания свода камеры, далее проводят калоттную прорезь *3* и собирают крепь свода *4*, после чего разрабатывают ядро *5*, потом приступают к разработке породы в обратном своде *6* и одновременно собирают крепь *7*.

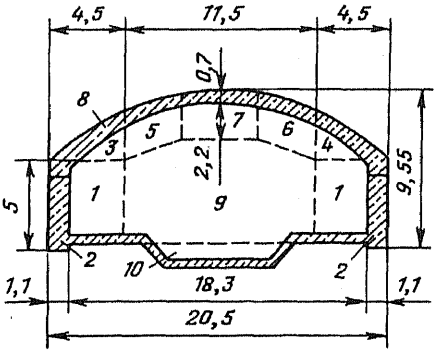


Рис. 8.14. Схема раскрытия сечения камеры и последовательность возведения постоянной крепи при проходке способом опорного ядра; размеры приведены в метрах

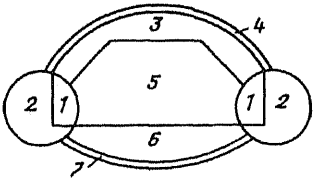


Рис. 8.15. Схема раскрытия поперечного сечения станции метрополитена и возведения ее постоянной крепи

Проходку опорных тоннелей осуществляют либо щитовым способом (в слабых неустойчивых породах), либо комбайновым (в полускальных породах). Опыт строительства станций метрополитена в Санкт-Петербурге показал, что проведение опорных тоннелей щитами целесообразно, когда длина станционного тоннеля составляет не менее 250 м. В тех случаях, когда опорные тоннели по своей форме и размерам площади поперечного сечения не совпадают с перегонными, а также когда вмещающие породы позволяют допускать некоторую поверхность обнажения выработки, рекомендуется использовать механизированный способ разработки породы комбайнами типа 4ПП-2 или ГПКС с избирательным рабочим органом. Эти комбайны позволяют проводить выработки любой формы поперечного сечения площадью от 6 до 36 м^2. Комбайновый способ проходки позволяет использовать в качестве временной крепи набрызгбетонную, которая, обладая хорошими технологическими и технико-экономическими показателями, обеспечивает надежную устойчивость выработанного пространства до возведения в нем опорных элементов основной конструкции крепи свода камеры.

После окончания проведения опорных тоннелей приступают к бетонированию опор свода. Бетонные работы выполняют с помощью металлической передвижной опалубки и бетононасосов, при этом бетонирование очередной заходки начинают после того, как будут установлены арматурные каркасы и закладные элементы, в том числе будущих консолей — опор, на которых монтируют рельсовый путь для механизированного агрегата или блокоукладчика.

Наиболее ответственным этапом при этой технологии строительства станции является проведение калоттной прорези с возведением ее верхнего свода. На этом этапе работы начинают в торцевой плоскости по контуру будущего свода станции. Для этого с опорных тоннелей проводят

навстречу друг другу две криволинейные штольни, причем площадь их поперечного сечения определяется габаритами оборудования, применяемого для разработки породы в калоттной прорези. По окончании проходки прорези в ней монтируют либо дуговой блокоукладчик (при немеханизированной разработке породы в прорези), либо приступают к монтажу проходческого агрегата АМК-1 или его последующих модификаций, например АМШ с шандорным креплением, которое позволяет вести разработку грунта и монтировать крепь свода. Агрегат АМК представляет собой криволинейную металлическую ферму, снабженную породоразрабатывающим фрезерным органом. Ферма перемещается по рельсам, уло-

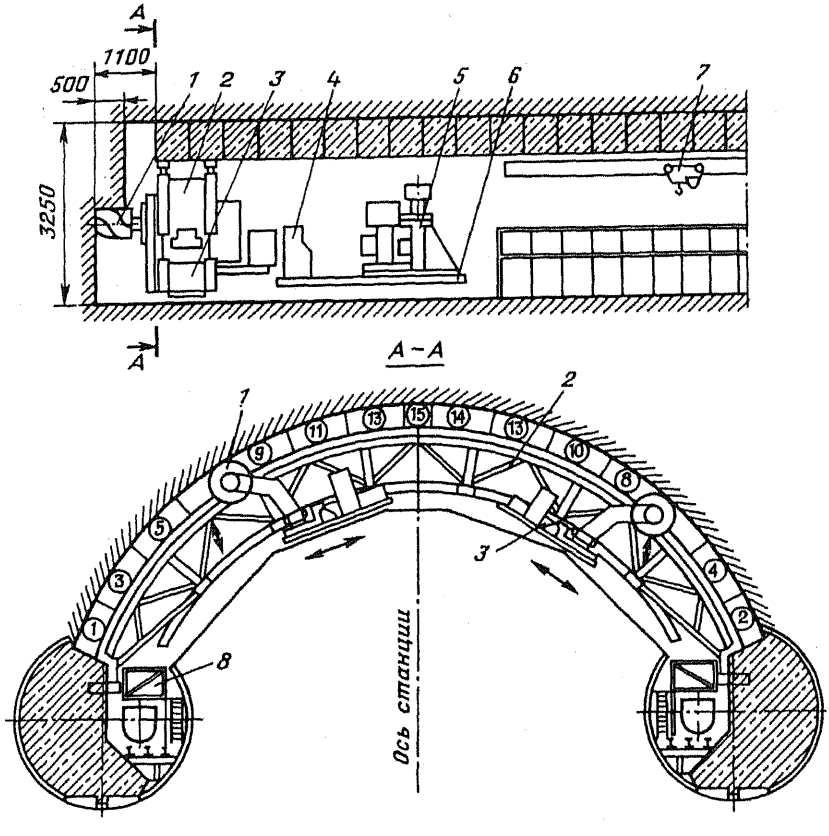


Рис. 8.16. Схема проходки верхней части односводчатой станции метрополитена механизированным агрегатом АМК-1:
1 — породоразрабатывающий орган (фреза); *2* — ферма-блокоукладчик; *3* — передвижные установки; *4* — пульт управления агрегатом; *5* — растворонагнетатель для плоских домкратов замкового блока; *6* — передвижная платформа: *7* — электротельфер; *8* — тележка для демонтажа тюбингов опорных тоннелей; цифры в кружках обозначают последовательность сборки блоков свода

женным на консолях в опорных тоннелях. Технологическая схема проходки калоттной прорези, а также оборудование, используемое для возведения постоянной крепи свода, показаны на рис. 8.16.

Работы по проведению прорези с помощью агрегата АМК-1 начинают с разборки верхней части крепи опорных тоннелей со специальных тележек. Прорезь разрабатывают заходками на ширину одного блока крепи свода одновременно двумя фрезами в направлении от опорных тоннелей к шелыге свода. Блоки для возведения конструкции крепи подают по одному из опорных тоннелей. Непосредственно к месту сборки их поднимают и перемещают по рольгангу нижнего пояса фермы до оси свода, откуда с помощью подъемной площадки блок перемещают на верхний монтажный уровень и укладывают поочередно влево и вправо, начиная от пят свода к замку. Последним укладывают замковой блок, снабженный двумя плоскими гидравлическими домкратами. После монтажа замкового блока с его помощью начинают обжимать всю конструкцию крепи свода, причем обжатие выполняют в два этапа. На первом этапе осуществляют предварительное обжатие крепи для плотного замыкания арки свода и ликвидации технологических зазоров в стыках элементов крепи. Затем обжатие прекращают и приступают к нагнетанию цементно-песчаного раствора за крепь. После затвердевания раствора приступают к повторному распору элементов крепи, причем распирают вторую от забоя арку свода. В этот момент происходит окончательное обжатие сводовой конструкции крепи в породу с усилием около 3 МН.

По мере проходки свода на расстоянии 30—40 м от забоя приступают к разработке породы основного ядра камеры. При этом для начала демонтируют ненужную часть крепи опорных тоннелей и возводят крепь обратного свода. Породу в ядре разрабатывают и грузят в приемный бункер конвейера экскаватором, далее она попадает в вагонетки, стоящие в опорных тоннелях, и транспортируется к стволу. Обратный свод камеры дорабатывают, как правило, отбойными молотками, а блоки в лотковую часть выработки укладывают с помощью тельфера.

8.6. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОВЕДЕНИЯ КАМЕР НОВОАВСТРИЙСКИМ СПОСОБОМ

Новоавстрийский способ нашел применение в сильнотрещиноватых полускальных, а также в мягких и даже сыпучих породах.

Хорошим примером использования этого способа при проходке в песках может служить строительство тоннеля метрополитена в Вене. Этот тоннель проводят в плотных песках на глубине 8—12 м от дневной поверхности. Работы осуществляют в следующей последовательности. Вначале раскрывают часть сечения площадью 3—4 м^2 в его своде, причем прежде чем приступить к разработке этой части забоя, по его контуру устанавливают арматурные стержни диаметром 18—24 мм, длиной 2—2,5 м на расстоянии 20—35 см друг от друга под углом 80—85° к плоскости забоя. После разработки этой части забоя на глубину 1—1,2 м присту-

пают к нанесению тонкого слоя набрызгбетона, причем слой наносят не только на боковую поверхность, но и на забой.

Затем перпендикулярно боковой поверхности вглубь массива устанавливают арматурные стержни длиной около 1,2—1,5 м и к ним крепят металлическую сетку. Далее наносят слой набрызгбетона по сетке, а затем устанавливают элемент податливой арочной крепи из спецпрофиля. Затем приступают к работам на другом участке забоя. Следует отметить, что раскрытие забоя осуществляют не смежными участками, а чередующимися в шахматном порядке и смещенными относительно друг друга вдоль оси тоннеля на 3—5 м.

В нашей стране новоавстрийский способ строительства камерных выработок не нашел должного применения, хотя принцип разгрузки массива за счет податливости крепи реализуется уже давно при проходке горных выработок с применением так называемой крепи регулированного сопротивления. Широкое распространение этот способ может получить только при наличии высокого уровня научно-технической базы для ведения наблюдений за состоянием породных обнажений и деформаций конструкции крепи. Необходима также высокая культура производства горных работ.

8.7. ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ПОСТОЯННОЙ КРЕПИ КАМЕР

Основными видами крепи в камерных выработках являются монолитная бетонная или железобетонная, а также анкерная в сочетании с металлической сеткой и набрызгбетоном. Причем анкеры могут быть обычными либо предварительно напряженными. Выбор типа и параметров крепи зависит от напряженного состояния горного массива, инженерно-геологических условий, назначения камер и ее размеров. Ввиду большого разнообразия этих факторов и их сочетаний нецелесообразно заранее разрабатывать конкретные рекомендации на все случаи крепления крупных камерных выработок. Обычно такие рекомендации, имеющие конкретный характер, вырабатывают при проектировании на основании специальных расчетов и исследований на моделях, как правило, из эквивалентных материалов.

В последнее время для определения зон предельного состояния пород вокруг контура выработки, а также возможных нагрузок на крепь широко используют метод конечных элементов, который позволяет еще на стадии проектирования выбрать параметры постоянной конструкции крепи.

Возведение постоянной крепи из анкеров и набрызгбетона. Как известно, анкерная крепь создает в кровле камеры самонесущий породный свод. В вертикальных стенах такой свод создать обычными анкерами не всегда удается, поэтому для крепления стен используют так называемые активные анкеры (предварительно напряженные), способные вовлекать в работу нарушенные породы и таким образом исключить опасность вывалов отдельных крупных блоков по трещинам и пластам.

В отличие от обычных анкеров, вступающих в работу лишь после появления в скальном массиве каких-либо деформаций, крепь из предварительно напряженных анкеров предупреждает возникновение этих деформаций и вовлекает окружающую породу в активную работу непосредственно после их установки.

Обычно длина предварительно напряженных анкеров составляет от 8 до 25 м, несущая способность — 500—1500 кН. Такая конструкция крепи позволяет создать вокруг всей камеры или ее части несущую обжатую породную зону, которая воспринимает нагрузки и препятствует любым подвижкам породы в пределах горного массива, примыкающего к контуру выработки.

Предварительно напряженные анкеры (ПНА) представляют собой, как правило, одно- или многопрядьевые канаты и могут быть глухими или сквозными. *Глухие анкеры* крепят одним концом в массив, и после набора раствором проектной прочности в его замковой части другой конец натягивают домкратом с последующей его фиксацией на контуре выработки.

Конструкция *глухих однопрядьевого предварительно напряженного анкера*, разработанного в Гидроспецпроекте, показана на рис. 8.17, *а*, и *многопрядьевого* с усиленной антикоррозийной смазкой, созданного в Гидропроекте и бывш. СоюздорНИИ, — на рис. 8.17, *б*.

Анкер конструкции Гидроспецпроекта рассчитан на натяжение 400 кН и состоит из двух частей: самого анкера и резьбового хвостовика, причем эти части стыкуют только при помощи ванной сварки или специальных обжимных муфт.

Собранные анкеры устанавливают в скважину диаметром 105 мм. При этом последовательность работ по их установке примерно следующая. К подготовленному анкеру крепят полиэтиленовую трубку диаметром 26 мм таким образом, чтобы один ее конец не доходил на 0,5 м до конца замковой части, а другой выступал из скважины на 1 м. Трубку крепят к анкеру хомутами из проволоки. На конец анкера устанавливают трубку с опорной плитой оголовка таким образом, чтобы конец резьбового хвостовика выступал из опорной плиты, а расстояние между опорной плитой и породой составляло не менее 15 см. Затем в замковую часть анкера подают необходимое количество раствора по полиэтиленовой трубке, после чего ее извлекают и бетонируют оголовок. Примерно через 7—10 суток (по достижении 70%-ной прочности бетона в оголовке и цементно-песчаного раствора в замковой части) приступают к натяжению анкера. Перед натяжением скважину продувают и заполняют раствором по всей глубине. Заполнение скважины раствором осуществляют с помощью инъекционной трубки. Инъекцию выполняют до момента изливания раствора из трубки оголовка, затем инъекционную трубку извлекают из скважины, выходное отверстие оголовка тампонируют глиной или густым раствором и через этот тампон производят окончательную закачку.

Натяжение анкеров осуществляют не позднее чем через 45 мин с момента начала вторичной инъекции усилием 450 кН в течение 1—2 мин.

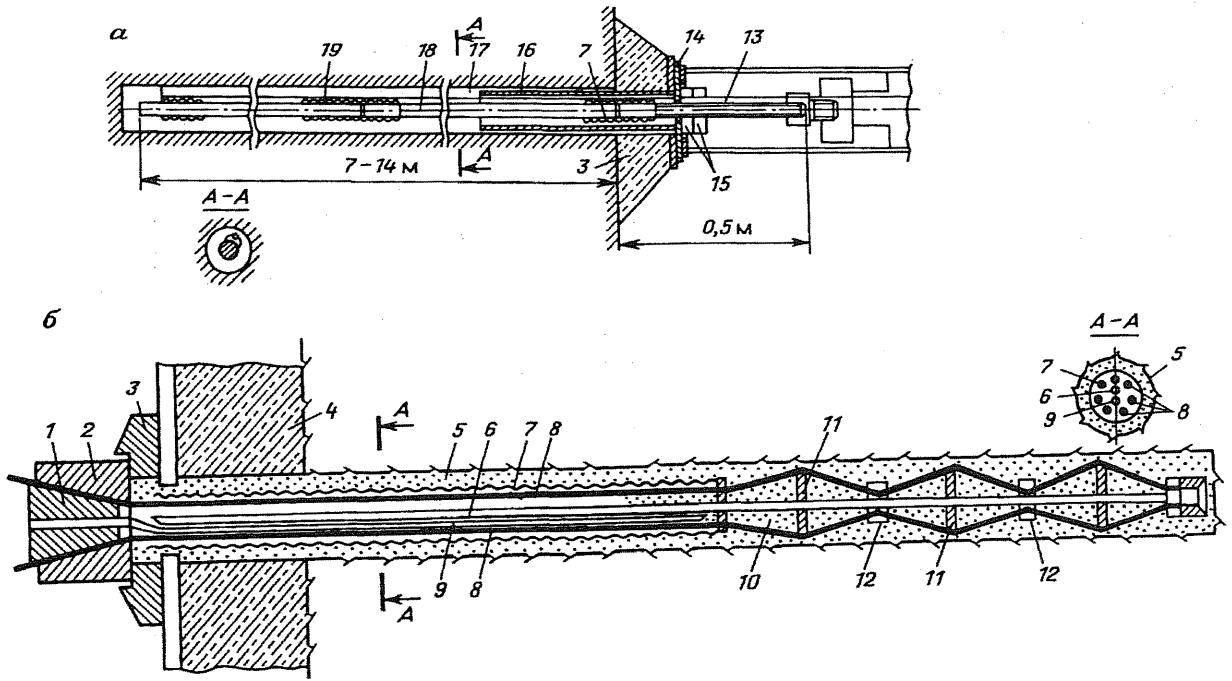


Рис. 8.17. Конструкции глухих предварительно напряженных анкеров:
1 — конус; *2* — обойма; *3* — опорная плита; *4* — бетонная подушка; *5* — скважина; *6* — полиэтиленовая трубка для инъекцирования в замковую часть анкера и пространство вокруг гофрированной трубы; *7* — полиэтиленовая гофрированная труба; *8* — проволочные канаты; *9* — полиэтиленовая труба для инъекцирования во внутреннее пространство гофрированной трубы; *10* — замковая часть анкера; *11* — распорки; *12* — стяжки; *13* — хвостовик; *14* — опорная шайба; *15* — фиксирующая гайка; *16* — трубка оголовка; *17* — инъекционная полиэтиленовая трубка; *18* — стержень; *19* — распорное фиксирующее кольцо

Натяжение выполняют гидравлическим домкратом (типа ДГС-63-315), который устанавливают на резьбовом хвостовике. Натяжение анкеров фиксируют при помощи гаек. Примерно так же устанавливают и многопрядьевой анкер.

Иногда в практике подземного строительства используют предварительно напряженные анкеры, у которых отсутствует замковая часть, но есть два оголовка, их называют *сквозными*. Сквозные анкеры устанавливают между параллельными выработками и натягивают их после установки. К преимуществу таких анкеров относят их вступление в работу непосредственно после установки. Некоторые конструкции сквозных предварительно напряженных анкеров показаны на рис. 8.18.

Кроме того, ПНА могут быть свободными и несвободными. *Несвободные анкеры* — зацементированные, имеющие сцепление с породой по всей свой длине. *Свободные анкеры* могут быть *регулируемые*, т.е. позволяющие осуществлять дополнительное натяжение или ослабление в зависимости от нагрузки, которая передается на анкер в результате деформации массива, или же *нерегулируемые*. Наиболее надежными являются регулируемые ПНА.

В большинстве случаев для крепления в крупных камерах используют предварительно напряженные анкеры длиной 10—20 м с шагом от 3 до 4 м по высоте камеры и от 3 до 6 м по длине камеры, усилие натяжения до 1700 кН. Предварительно напряженные анкеры сочетают с обычными железобетонными или полимерными глубиной 3—4 м, которые устанавливают между глубокими анкерами.

В трещиноватых породах анкеры применяют совместно с набрызгбетонным покрытием. Это покрытие толщиной 8—15 см выполняют непосредственно по породе или металлической сетке. В сильно нарушенных породах после первого слоя покрытия из набрызгбетона толщиной 5—8 см на него навешивают сетку (ячейки по 10 см, диаметр проволоки 4—10 мм), которую прианкеровывают к породе. Затем вновь наносят набрызгбетон толщиной 5—8 см, далее к тем же анкерам приваривают вторую металлическую сетку и покрывают ее набрызгбетоном. Таким образом, общая толщина набрызгбетонного покрытия с двойным армированием составляет 15—20 см.

Покрытие из набрызгбетона омоноличивает поверхностный слой породы, повышает сцепление между отдельными блоками и защищает породу от выветривания. Несущая способность анкерной крепи из предварительно напряженных и обычных анкеров в сочетании с набрызгбетонным покрытием по металлической сетке весьма высока, она обеспечивает устойчивость крупных подземных сооружений даже в относительно слабых породах.

Набрызгбетон может быть выполнен сухим или мокрым способом.

При *сухом способе* смесь с влажностью до 4% из цемента, заполнителя (максимальный допустимый размер фракций 16—20 мм), ускорителя схватывания и твердения (в порошкообразном виде в количестве 2—4% массы цемента) под действием сжатого воздуха поступает из машины для набрызгбетона в сопло, в котором смешивается с водой и с

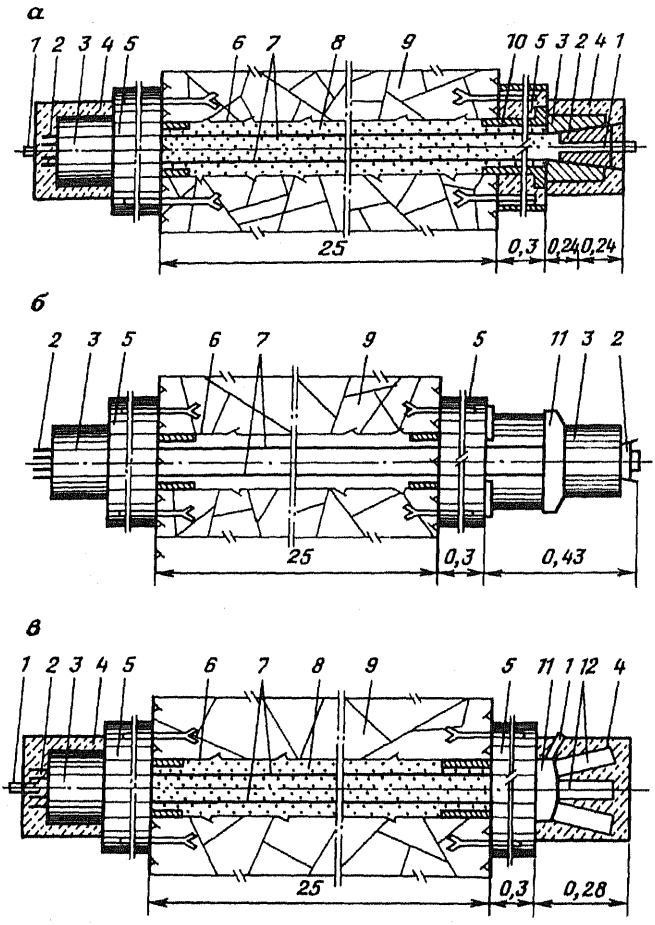


Рис. 8.18. Конструкции сквозных предварительно напряженных анкеров типа ПНА-7С-100:

а — несвободный анкер с двумя натяжными головками; *б* — свободный контрольный анкер; *в* — несвободный анкер с одним натяжным оголовком и зажимами; *1* — инъекционная трубка; *2* — конус; *3* — обойма; *4* — бетон; *5* — анкерная подушка; *6* — скважина; *7* — анкерный тяж; *8* — цементный раствор; *9* — целик между выработками; *10* — кондуктор; *11* — плита распределительная; *12* — зажимы конструкции НИИЖБ (марка К-2-12-15)

большой скоростью вылетает в виде жидкой массы на обрабатываемую поверхность, образуя на ней тонкий слой бетонного покрытия. В последнее время сопло стали устанавливать на управляемый манипулятор, что позволило наносить набрызгбетонное покрытие в условиях, сопряженных с опасностью, и с большей эффективностью.

Прочность набрызгбетона при сжатии составляет 35—45 МПа. Основными преимуществами сухого способа являются наличие относительно простого оборудования, возможность регулирования процесса схватывания и твердения. К недостаткам относят высокий процент отскока, повышенное пылеобразование, зависимость качества готового набрызгбетона от квалификации сопловщика.

При *мокром способе* готовую смесь (цемент, заполнитель, добавки из жидкого стекла с содой) с помощью насосов или сжатого воздуха подают к соплу, и она вылетает из него на обрабатываемую поверхность. В этом случае получают более однородный по составу бетон, меньше образуется пыли. Мокрый способ менее универсален, при его использовании сложнее регулировать время схватывания раствора и возникают сложности при нанесении на обводненные поверхности.

Сцепление набрызгбетона (в возрасте 28 суток) с породой должно быть не менее 0,4 МПа для временной крепи и 0,5 МПа для постоянной.

Возведение постоянной крепи из монолитного бетона и железобетона. Бетонные работы при строительстве камер не имеют принципиальных различий с бетонированием тоннелей и обычно выполняются с применением передвижной опалубки. При очень больших пролетах такие опалубки получаются громоздкими, дорогостоящими и трудоемкими при монтаже; они оправдывают себя только при длине камер более 300 м. В менее протяженных камерах применяют секционные переносные опалубки.

Темпы бетонных работ в сводчатой части камеры при использовании переносных опалубок с длиной секций 2—3 м невысоки, поскольку значительное время занимает их установка, выверка, фиксация, разборка и перестановка. На новое место опалубку можно устанавливать лишь после набора бетоном требуемой прочности, т. е. через несколько суток выстойки бетона.

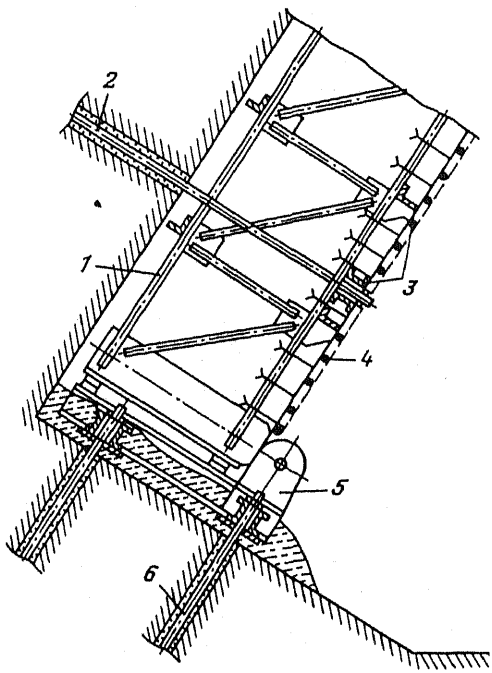


Рис. 8.19. Конструкция пространственного армокаркаса:
1 — несущий армокаркас; *2* — железобетонный анкер; *3* — подхваты для крепления каркасов; *4* — сетчатая опалубка; *5* — опорный шарнир; *6* — монтажный анкер

В этой связи представляет интерес опыт АФ «Гидроспецстрой» по бетонированию сводов крупных подземных сооружений с использованием армокаркасов с сетчатой опалубкой, закрепляемых анкерами к своду выработки пролетом 16 м. Временная крепь свода выполнена железобетонными анкерами глубиной около 3 м и набрызгбетонным покрытием толщиной 5 см. Монолитный железобетонный свод имеет толщину в замке 40 см и в пятах 70 см.

Пространственные армокаркасы (рис. 8.19) представляют собой блоки-полуарки шириной 2 м, они выполнены из арматуры класса А-II в виде сквозных арочных ферм с решеткой раскосного типа. К внутренней стороне каркасов предварительно была прикреплена сетчатая опалубка в виде тканевой сетки от № 3,5 до № 5. Каркасы с сеткой изготавливали в заводских условиях.

Монтаж армокаркасов (рис. 8.20, *а*) осуществляют автокранами с использованием специальной траверсы. Поднятый в проектное положение каркас крепят тяжами к выпускам монтажных анкеров. Полотнища сетчатой опалубки смежных блоков сшивают между собой вязальной проволокой. Работы на высоте ведут с площадок спецгидроподъемника.

Бетонную смесь в заопалубочное пространство подают с помощью пневмобетоноукладчиков, оборудованных бункерами для перегрузки бе-

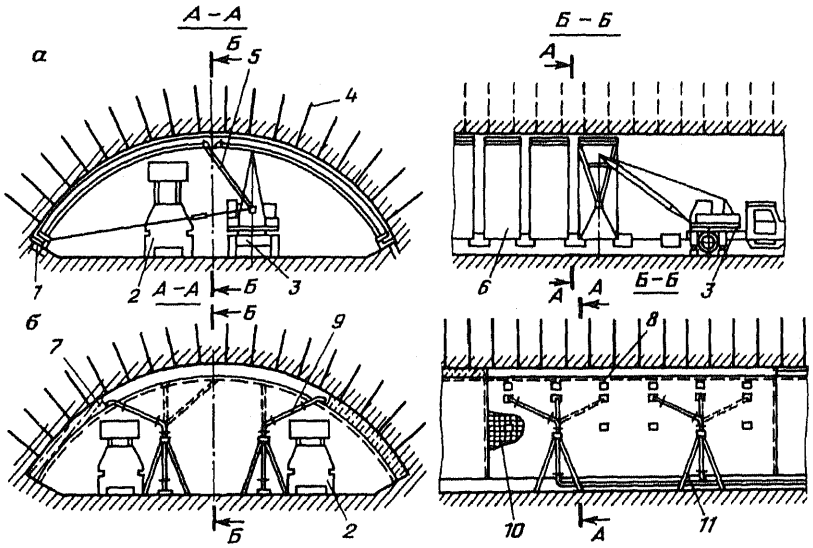


Рис. 8.20. Схемы монтажа армокаркасов (*а*) и бетонирования свода (*б*):
1 — монтажный анкер; *2* — автопогрузчик; *3* — автокран; *4* — железобетонные анкеры; *5* — монтажная траверса; *6* — армокаркасы, установленные в проектное положение; *7* — бетон свода; *8* — проем в опалубке; *9* — бетоновод; *10* — сетчатая опалубка блока; *11* — поддерживающая конструкция бетоноводов

тонной смеси из автосамосвалов в емкость бетоноукладчика или посредством специальных бетононасосов. Схема бетонирования свода показана на рис. 8.20, *б*. Смесь укладывают радиальными слоями толщиной до 0,5 м. Для пропуска бетоноводов и уплотнения бетонной смеси в сетчатой опалубке вырезают проемы, которые затем восстанавливают, используя ту же сетку.

Бетонная смесь, уложенная в блоки с сетчатой опалубкой, хорошо просматривается снаружи, что позволяет визуально контролировать качество укладки бетона. Наличие сетчатой опалубки благоприятно сказывается и на увеличении плотности бетона, так как отжимающаяся при укладке бетонной смеси несвязная вода не увлекает за собой частиц цемента и свободно проникает через отверстия в сетке. Применение сетчатой опалубки вместо металлической целесообразно в тех случаях, когда не предъявляется жестких требований к качеству поверхности крепи. Внутренняя поверхность свода может покрываться торкретбетоном.

По сравнению с переносной опалубкой применение такой конструкции армокаркасов с сетчатой опалубкой позволяет снизить металлоемкость и затраты труда, а также обеспечивает повышение скорости бетонирования на 25—30%.

Стены камер бетонируют обычно после разработки каждого слоя основного породного массива на высоту до 10 м. При этом применяют переносную металлическую опалубку, которую для обеспечения устойчивости в процессе монтажа и бетонирования анкеруют к стенам выработки. Для железобетонных стен используют готовые армокаркасы. В отдельных случаях армокаркасы используют в сочетании с сетчатой опалубкой.

8.8. МЕХАНИЗАЦИЯ ГОРНЫХ РАБОТ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

Проведение камер большого поперечного сечения осуществляют, как правило, с использованием мощного крупногабаритного оборудования, что позволяет достигнуть высокой производительности труда при минимальном числе участвующих в проходке людей. Для бурения шпуров применяют бурильные машины вращательно-ударного действия типа БГА-1 и БУ-1, а также ударно-вращательного действия типа ПК-60 и ПК-75. В последнее время все чаще находят применение гидравлические бурильные машины, устанавливаемые на самоходные бурильные установки, и буровые рамы. В зависимости от площади обуриваемого забоя и особенно его высоты выбирают наиболее рациональный тип оборудования.

Самоходные бурильные установки (СБУ) обладают хорошей маневренностью и позволяют полностью механизировать процесс бурения шпуров. Однако ограничение по высоте бурения (6—7 м) и сравнительно небольшое число бурильных машин на одной установке (2—3) не всегда позволяют эффективно использовать СБУ при проведении больших камер.

При высоте обуриваемого забоя более 6 м применяют буровые установки, которые представляют собой передвижные установки, оснащенные бурильными машинами и гидравлическими манипуляторами. Для бурения шпуров в высоких забоях используют буровые установки башенного телескопического типа, которые способны бурить шпуры на высоте до 12 м, а также устанавливать анкерную крепь по контуру выработки. Кроме того, на одном из манипуляторов может быть установлен мощный перфоратор, с помощью которого ведут оборку кровли и забоя. Однако буровые установки, так же как и СБУ, для обуривания высоких забоев из-за сравнительно небольших устойчивости и числа бурильных машин (устанавливают обычно не более трех-четырех) не всегда эффективны при проведении камерных выработок.

Если разработку забоя осуществляют на все сечение, то целесообразно применять буровые рамы, представляющие собой многоярусные жесткие металлические конструкции, в передней части которых установлены тяжелые бурильные машины с принудительной подачей. Рамы передвигаются на пневматическом или рельсовом ходу с помощью электровоза, погрузодоставочных машин или лебедки. Для пропуска погрузочного, транспортного и другого оборудования в забой в центральной части рам предусматривают съемные или откидные полки. В мировой практике в последнее время нашли широкое применение так называемые буровые рамы портального типа.

В исключительных случаях применяют нестандартные буровые рамы, оснащенные 8—10 тяжелыми бурильными машинами и корзинами для оборки породы и заряжания шпуров. Габаритные размеры таких рам и число рабочих ярусов зависят от площади забоя, причем число бурильных машин подбирают из расчета: одна машина на 8—10 м^2 площади забоя. Центральную часть забоя в этом случае обуривают, как правило, установками типа СБУ.

Для погрузки взорванной породы в транспортные средства в пределах призабойной части выработки используют погрузочные машины. Тип погрузочных машин обычно выбирают в зависимости от размеров выработки, необходимой производительности погрузочно-транспортной системы, вида энергии, ее привода и гранулометрического состава взорванной породы. В забоях, разрабатываемых на полную ширину выработки, применяют погрузочные машины на гусеничном или пневмоколесном ходу, а также, если позволяет высота выработки (не менее 6 м), высокопроизводительные экскаваторы. В случае сооружения камеры способом опорного ядра при проведении контурных выработок, т.е. когда площадь забоя небольшая, могут быть использованы ковшовые погрузочные машины на рельсовом ходу типа ППН.

Экскаваторы, обладающие наибольшей производительностью, выбирают с учетом их размеров в рабочем положении, размеров выработки и установленных по Правилам техники безопасности минимальных зазоров в процессе работы между экскаватором и контуром выработки. Обычно применяют либо серийно выпускаемые экскаваторы для открытых работ с вместимостью ковша 0,5—2 м^3, либо специальные экскава-

торы, изготовленные на базе серийных и имеющие укороченную стрелу и уменьшенную длину задней поворотной платформы.

Отечественные погрузочные машины непрерывного действия с нагребающими лапами типа ПНБ находят применение в тех случаях, когда использование экскаватора затруднено по габаритным ограничениям или при отсутствии экскаваторного оборудования. Они обладают хорошей маневренностью, позволяют вести погрузку при высоте отвала породы до 5 м, могут применяться в выработках, опасных по газу или пыли, однако их производительность резко падает при увеличении крупности кусков взорванной породы более 400 мм.

Для погрузки породы используют также погрузочные машины ковшового типа и бульдозеры. Их применяют при зачистке забоя после работы экскаватора, при уборке небольших объемов породы на отдельных участках выработок, для подгребания породы к забою после взрыва и в некоторых других случаях.

В процессе проведения камер большого поперечного сечения приходится удалять из призабойной зоны на поверхность значительные объемы разработанной породы. При выборе транспортного средства необходимо учитывать его грузоподъемность, размеры транспортных выработок, производительность экскаватора или погрузочной машины и ряд других факторов. Не менее важным условием выбора транспортного средства, имеющего в конкретных условиях наибольшую грузоподъемность, является минимальное время, затрачиваемое на маневры в процессе установки под загрузку.

В отечественной практике подземного строительства чаще всего используют автомобильный транспорт, имеющий большую грузоподъемность, хорошую маневренность и относительно высокую скорость передвижения. При больших пролетах выработок и размерах поперечного сечения подходных горизонтальных выработок транспортирование горной массы на поверхность осуществляют с помощью автосамосвалов типа КРАЗ, МАЗ с грузоподъемностью от 10 до 27 т и максимальной скоростью движения по выработке 10—15 км/ч. Движение автотранспорта стремятся организовать двумя встречными потоками.

В относительно стесненных условиях транспортирование породы на поверхность выполняют с помощью специально изготовленных для подземных работ самосвалов типа МоАЗ, состоящих из двух частей — одноосного тягача и самосвального прицепа, шарнирно соединенных между собой и имеющих минимальный радиус разворота. В аналогичных условиях находят применение также думперы и самоходные вагоны челночного типа. Все транспортные средства с двигателями внутреннего сгорания оборудуют газонейтрализаторами. При строительстве сложных подземных комплексов очень хорошо себя зарекомендовал при уборке породы тандем погрузочных машин непрерывного действия с погрузочными машинами типа ПД и автосамосвалами грузоподъемностью более 25 т.

В тех случаях, когда использование автотранспорта затруднено (по условиям обеспечения надлежащего проветривания выработки или

вследствие целесообразности устройства соответствующих подходов к ней), для перемещения породы на поверхность применяют рельсовые виды транспортных средств, при этом используют вагонетки большой вместимости (до 8 $м^3$) с глухим кузовом или саморазгружающиеся, а также бункер-поезда, состоящие из большегрузных вагонов с донным конвейером и позволяющие путем последовательной перегрузки из вагона в вагон вывозить одним составом большой объем разработанного грунта.

Механизация горных работ при разработке ядра камеры отличается, главным образом, буровым оборудованием и оборудованием для возведения конструкции крепи стен камеры. Вместо бурильных установок и буровых рам для бурения горизонтальных шпуров используют буровые станки для вертикального бурения скважин. Причем взрывание зарядов в скважинах производят, как правило, при наличии у подошвы уступа неубранной (частично или полностью) породы после взрыва зарядов в предыдущем цикле. В этом случае уменьшается разброс взрываемой породы и снижается воздействие взрыва на возведенную ранее конструкцию крепи. В среднем разработку породы в выработках такого типа осуществляют с производительностью 5—8 тыс. $м^3$/мес.

В целом работы по сооружению камер большого поперечного сечения организуют на основе комплексной механизации и цикличности выполнения всех проходческих операций. Решение этих организационных и технологических вопросов в первую очередь зависит от принятого способа ведения работ. При строительстве больших камерных выработок в целях безопасности производства работ необходимо соблюдение ряда особых требований в дополнение к общим правилам техники безопасности.

Прежде всего нужно, чтобы вспомогательные выработки, расположенные в пределах сечения камеры, были закреплены независимо от крепости вмещающих пород. Объясняется это тем, что в процессе проходки при взрыве большого количества взрывчатого вещества во вспомогательных выработках, даже расположенных на значительном расстоянии от эпицентра взрыва, могут произойти вывалы породы вследствие проявления сейсмического эффекта.

Высота уступа при разработке основного ядра камеры не должна превышать более чем в 1,5 раза максимальной рабочей высоты экскаватора. Лобовая плоскость уступа должна иметь угол наклона к горизонту не более 80°.

В зоне между забоем и работающим экскаватором запрещается находиться людям. Все передвижения людей нужно осуществлять по специальным проходам, отгороженным от проезжей части для автотранспорта. Проезжую часть в подходных и основных выработках тщательно выравнивают, а в случае необходимости устраивают нужное покрытие.

8.9. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА И ПРИЕМКА РАБОТ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ ОБЪЕКТОВ

В связи с повышенной ответственностью за надежность таких сооружений на объекте строительства в обязательном порядке создают комплекс мероприятий по контролю качества строительно-монтажных работ и приемке отдельных элементов его конструкции крепи и видов работ. Контроль осуществляют, как правило, силами заказчика, подрядчика и генпроектировщика. В состав основных подразделений, непосредственно осуществляющих контроль качества строительно-монтажных работ, входят отдел технического контроля (ОТК) и лабораторный центр строительства.

Лабораторный центр строительства ведет входной контроль качества поступающих материалов (цемента, заполнителей для бетона, арматуры, битума и т.п.) и в соответствии с нормативными требованиями выполняет лабораторные анализы этих материалов. В ходе пооперационного контроля работ лабораторный центр разрабатывает и контролирует производственные составы бетонов, растворов, битумных и других изолирующих композиционных материалов, выполняет проверку качества этих материалов в процессе их использования путем отбора проб и образцов для последующего их испытания, осуществляет контроль физико-механических свойств материалов непосредственно в конструкциях стен и свода подземных сооружений неразрушающими методами или путем отбора кернов, проводит испытания анкеров, контроль за сцеплением бетона со скалой (ультразвуковая дефектоскопия бетона и исследования фильтрационных характеристик контакта бетона со скалой).

Лаборатория должна быть оснащена оборудованием, которое позволяет выполнять весь комплекс стандартных испытаний и химического анализа поступающих компонентов и материалов. Помимо лабораторий необходимо иметь площади для камеральной обработки образцов, а также помещения, оборудованные наглядными пособиями для проведения технической учебы, семинаров и совещаний по качеству работ.

Отдел технического контроля (ОТК) осуществляет функции технической инспекции генподрядчика и контролирует соответствие качества выполняемых строительно-монтажных работ на объекте требованиям действующих норм и технических условий. Сотрудники ОТК принимают участие в приемке работ, составлении заключений по их качеству, подготовке исполнительной документации при сдаче объекта.

Авторский надзор за ходом строительства осуществляют, как правило, группы рабочего проектирования.

Особое внимание при строительстве крупных камерных выработок следует уделять контролю качества бетонных, арматурных и специальных работ. Поэтому рекомендуется вести пооперационный контроль за подготовкой блоков к бетонированию, арматурными и опалубочными работами, укладкой и уплотнением бетонной смеси, установкой анкерной крепи.

Замечания о нарушениях технологии ведения работ представители контролирующих служб должны заносить в журналы авторского надзора. В случаях грубых нарушений технологии производства работ они в установленном порядке должны быть приостановлены. К числу таких нарушений необходимо отнести длительные перерывы в укладке бетона в один блок крепи, низкую интенсивность бетонирования, отсутствие или недостаток уплотняющих бетонную смесь механизмов, применение поржавевшей арматуры для несущей конструкции крепи и т.п. Также необходимо проводить расчетные испытания анкерной крепи.

Организация на объекте контроля качества бетонных, арматурных и специальных работ должна позволять с высокой степенью надежности оценить состояние сооружения при сдаче его в эксплуатацию.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Охарактеризуйте траншейный способ строительства подземных сооружений с применением ограждающих конструкций.
2. Раскройте сущность технологии ведения работ с использованием полумеханизированных щитов.
3. В чем заключается суть технологии производства работ с использованием механизированных щитов?
4. Какие достоинства и недостатки технологии производства работ с использованием щитов с гидропригрузом?
5. Каковы перспективы совершенствования микрощитовой технологии прокладки подземных коммуникаций?
6. Какие особенности бесстраншейной технологии (прокол и продавливание) строительства подземных сооружений?
7. Опишите способы раскрытия сечения тоннеля при его строительстве горным способом в мягких и сильнотрещиноватых породах.
8. Дайте характеристику новоавстрийскому тоннельному способу строительства.
9. В чем заключаются особенности технологии строительства тоннелей способами сплошного и уступных забоев?
10. В чем заключается сущность способа пилот-тоннеля при строительстве подземных сооружений?
11. Какие существуют особенности строительства с применением комбайнов и тоннелепроходческих комплексов?
12. Охарактеризуйте строительство подземных сооружений в сложных гидрогеологических условиях способом водопонижения.
13. Какие достоинства и недостатки строительства тоннелей с применением замораживания грунтов?
14. Раскройте сущность технологии строительства подземных сооружений камерного типа.

Часть II СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ

ГЛАВА 9
СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ ГОРНЫМ СПОСОБОМ

9.1. ВИДЫ ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ ШАХТНОГО ТИПА И ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ

Подземные хранилища, возводимые горным способом, используют как товарно-сырьевые парки нефтеперерабатывающих, нефтехимических и химических заводов, как перевалочные и распределительные базы хранения, а также в качестве хранилищ для покрытия пиковых и сезонных неравномерностей потребления жидких углеводородов крупными городами и промышленными центрами и т.д. Резервуарными емкостями в таких хранилищах являются специально создаваемые или проведенные ранее горные выработки, как правило, камерного типа. В общем случае хранилище представляет собой систему вскрывающих, околоствольных, подходных, вспомогательных выработок и собственно *выработок-емкостей*. От внешней среды или вспомогательных выработок выработки-емкости отделяют специальными устройствами — *герметичными перемычками*. Хранилища этого типа сооружают как на один, так и на несколько видов продуктов (комплексные хранилища). В них хранят нефть, мазут, дизельное топливо, керосин, бензин, предельные (бутан, пропан, этан) и непредельные (бутилен, пропилен, этилен) сжиженные углеводородные газы.

Определяющим фактором при установлении принципиальной возможности создания шахтных хранилищ и выборе их вида является наличие благоприятных геологических и гидрогеологических условий.

На рис. 9.1 приведена классификация подземных хранилищ шахтного типа.

В соответствии с классификацией подземные хранилища шахтного типа подразделяют на три вида, различающиеся способом достижения герметичности выработок-емкостей. Хранилище каждого вида может быть представлено выработками-емкостями как в специально создаваемых горных выработках, так и в существующих выработках отработанных



Рис. 9.1. Классификация подземных хранилищ шахтного типа

месторождений полезных ископаемых и неиспользуемых подземных сооружений.

Хранилища, в которых герметичность выработок-емкостей при эксплуатации обеспечивается подпором подземных вод, чаще применяют в районах, сложенных трещиноватыми кристаллическими породами. Первоначально такие хранилища строили для сырой нефти и нефтепродуктов, хранящихся практически без избыточного давления. Позже выработки-емкости этого вида стали использовать для хранения сжиженных нефтяных газов. Необходимым условием эксплуатации хранилищ является наличие такого местного уровня подземных вод, при котором давление столба воды на поверхность выработок превышало бы внутреннее давление продукта в выработке-емкости (рис. 9.2). Принцип эксплуатации этих хранилищ основан на том, что углеводородные жидкости легче воды. При водоотливе движение подземных вод направлено по нормали к поверхности выработки-емкости (область депрессии) и будет препятствовать утечкам продукта из резервуара.

Выработки-емкости, герметичность которых обеспечивается непроницаемостью вмещающих пород, строят в районах, где в пределах глубин до первых сотен метров развиты водоупорные толщи достаточной мощности. Под практически непроницаемыми породами понимают породы, способные служить экранами для нефти, нефтепродуктов и сжиженных газов при давлениях, соответствующих высоте столба и упругости паров хранимых продуктов при температуре породного массива на глубине за-

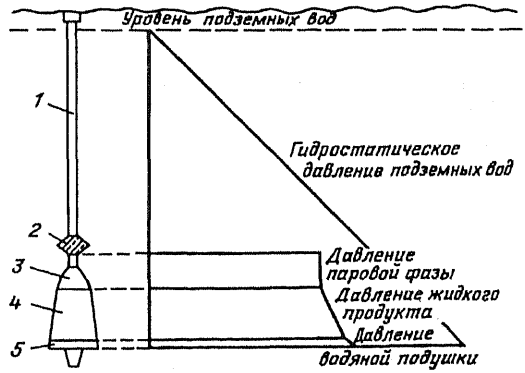


Рис. 9.2. Принципиальная схема герметизации резервуара с притоком подземных вод в выработку-емкость:
1 — ствол; *2* — перемычка; *3* — паровая фаза; *4* — жидкие углеводороды в выработке-емкости; *5* — вода

ложения выработок-емкостей. Оценку экранирующей способности пород осуществляют в соответствии со специальной классификацией пород-экранов. В общем случае это породы с проницаемостью менее 10^{-4} мкм^2.

Шахтные хранилища этого вида, в основном, сооружают в устойчивых горных породах, не требующих для поддержания выработок-емкостей сплошных дорогостоящих крепей, в таких как каменная соль, гипсы, ангидриты, глинистые сланцы и вечномерзлые породы.

Там, где отсутствуют устойчивые непроницаемые породы, шахтные хранилища создают в плотных непроницаемых, но неустойчивых породах — глинах. Для поддержания выработок-емкостей в устойчивом состоянии в данном случае используют крепь.

Принципиальная схема шахтного хранилища в непроницаемых породах с положительной температурой показана на рис. 9.3, а в вечномерзлых породах — на рис. 9.4.

Создание подземных хранилищ шахтного типа в практически непроницаемых вечномерзлых породах отличается определенной спецификой. При эксплуатации таких хранилищ требуется соблюдать необходимые температурные условия. Это связано с тем, что прочностные и фильтрационные свойства мерзлых пород и ледяной облицовки выработок-емкостей существенно зависят от температуры поступающих в хранилища продуктов: чем ниже температура пород, тем надежнее сохранность ледяной облицовки.

Герметичность подземных выработок хранилища обеспечивается, если максимальная естественная температура рабочей толщи (массив, в котором проводят выработки) ниже температуры его оттаивания для дисперсных пород на 3 °С, а для скальных — на 1 °С.

В этой связи становится очевидным, что важнейшим условием использования подземных хранилищ в вечномерзлых породах является соблюдение теплового режима резервуара как в период его строительства, так и в процессе эксплуатации.

К хранилищам третьего типа относят выработки-емкости с изоляцией стен металлом, бетоном, пластмассой и другими материалами для нефтепродуктов, а также для хранения сжиженных углеводородных газов

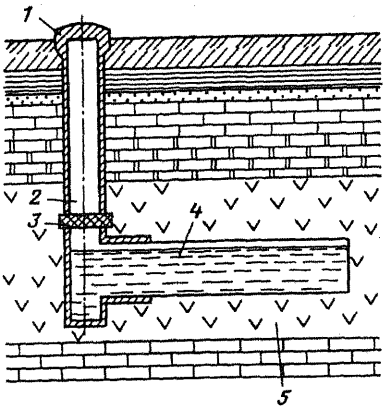
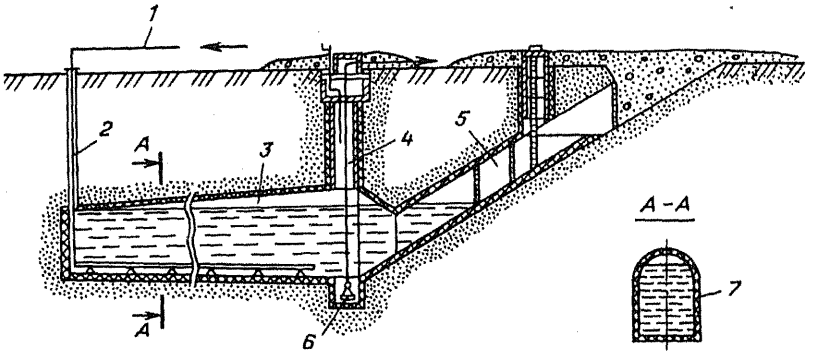


Рис. 9.3. Схема хранилища шахтного типа в непроницаемых породах с положительной температурой:
1 — оголовок ствола; *2* — ствол; *3* — герметичная перемычка; *4* — выработка-емкость; *5* — толща непроницаемых пород

Рис. 9.4. Схема шахтного резервуара в вечномерзлых породах:
1 — трубопровод; *2* — технологическая скважина для слива нефтепродуктов в подземные выработки-емкости; *3* — выработка-емкость; *4* — технологический колодец; *5* — наклонный ствол; *6* — погружной насос; *7* — ледяная облицовка



(СУГ), сжиженного природного газа (СПГ) и этилена, их эксплуатируют при отрицательных температурах. В последнем случае в выработках-емкостях обычно выполняют теплоизоляцию.

Шахтные хранилища с искусственной изоляцией можно сооружать в различных геолого-гидрогеологических условиях, они отличаются разнообразием конструкций, принципами и материалами герметизации в зависимости от вида хранимого продукта. Так, вертикальные выработки-емкости с крепью и металлоизоляцией и горизонтальные выработки-емкости с искусственными герметизирующими покрытиями из пластмасс и бетона могут быть предназначены для сжиженных углеводородных газов, хранящихся в условиях избыточного давления при температуре окружающих пород. В вертикальных выработках можно создавать также низкотемпературные ледопородные резервуары для сжиженных газов (пропана) с искусственным поддержанием в окружающем массиве пород температуры −42 °С, при которой пропан хранится под атмосферным давлением. В горизонтальных выработках, расположенных ниже местного уровня грунтовых вод, можно хранить этилен и сжиженный природный

газ при атмосферном давлении и низких отрицательных температурах соответственно −104 и −162 °С.

Сферой рационального использования напорных подземных вертикальных выработок-емкостей для СУГ являются кустовые базы сжиженных газов (КБСГ) и газораспределительные станции (ГРС), где требуются хранилища относительно небольшого объема. При использовании вертикальных выработок-емкостей на КБСГ и ГРС вместо стальных резервуаров экономия металла может достигать 180 кг/м^3.

Напорные горизонтальные выработки-емкости, поверхность которых выровнена слоем бетона и покрыта пластмассовыми листами, используют главным образом для хранения сжиженных газов (пропана, бутана).

Хранилища СУГ, этилена и СПГ в вертикальных и горизонтальных горных выработках, проведенных в проницаемых породах, должны эксплуатироваться в условиях низких отрицательных температур. Надежность хранилищ СУГ можно обеспечить образующейся вокруг выработок-емкостей ледопородной толщей, а в хранилищах этилена и СПГ посредством возведения термоизоляционной и газонепроницаемой облицовок.

Подземные хранилища с искусственной изоляцией в проницаемых горных породах менее распространены, их строят значительно реже, чем хранилища в непроницаемых и трещиноватых обводненных породах с подпором подземными водами. Ограниченное применение таких хранилищ связано с их более сложным конструктивным исполнением, трудностями при возведении облицовок и большими капитальными затратами.

Условия эксплуатации подземных хранилищ в специально проведенных горных выработках в равной степени относятся и к хранилищам, которые создают в существующих выработках отработанных рудных и нерудных месторождений, находящихся в аналогичных геолого-гидрогеологических условиях. В этом случае можно использовать все выработанное пространство горнодобывающего предприятия, его часть или даже отдельные выработки. В качестве примера на рис. 9.5 изображена схема переоборудования под хранилище нефтепродуктов всего комплекса выработок одного из соляных рудников. Возможность приспособления под хранилище определяют, исходя из геолого-гидрогеологических условий, обеспечивающих герметичность и устойчивость выработок, а также из технической возможности проведения инженерных мероприятий по их переоборудованию (водоотлив, тампонаж трещиноватых зон, усиление целиков и пр.). На практике возможны ситуации, когда горизонтальные выработки приспособить под хранилище невозможно или нецелесообразно, но в другом горизонте по геологическим условиям возможно сооружение выработок-емкостей. В этом случае целесообразно использовать только существующую вскрывающую выработку, углубляя ее на необходимое расстояние. В такой ситуации затраты на создание подземного хранилища снижаются на 15−25% по сравнению с затратами на строительство нового хранилища за счет использования наряду с вскрывающей выработкой существующей инфраструктуры предприятия.

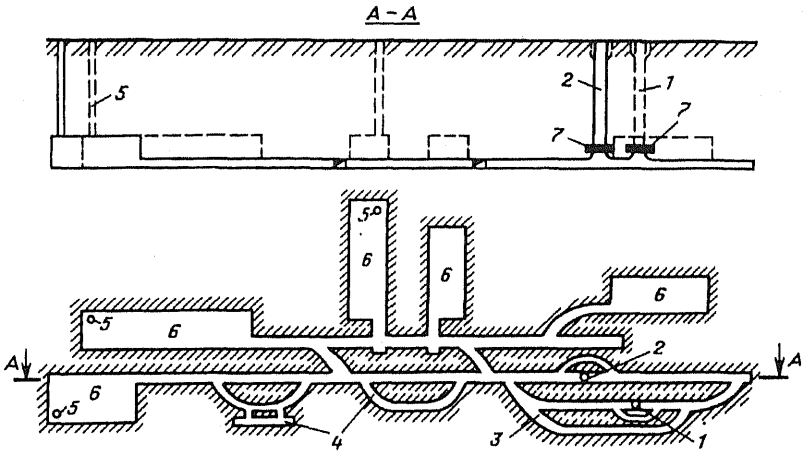


Рис. 9.5. Схема подземного хранилища в горных выработках соляного рудника:
1 и *2* — вертикальные стволы рудника; *3* — околоствольный двор; *4* — камеры электродепо и склады взрывчатых веществ; *5* — дыхательные скважины; *6* — выработки, оставшиеся после отработки полезного ископаемого; *7* — герметичные перемычки

Проведение выработок подземных хранилищ шахтного типа осуществляют известными способами, нашедшими широкое применение в практике подземного строительства: буровзрывным в крепких породах, с использованием проходческих комбайнов (чаще всего в каменной соли, гипсах, вечномерзлых породах) и проходческих щитов в слабых породах типа глин с возведением сплошной крепи.

Специфическими особенностями проектирования и строительства подземных хранилищ являются выбор объемно-планировочных решений и конструкций выработок, технология герметизации выработок-емкостей, мероприятия, обеспечивающие устойчивость и герметичность выработок в вечномерзлых породах при строительстве и эксплуатации, приспособление существующих горных выработок для хранения топлива.

9.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ ГАЗОНЕФТЕХРАНИЛИЩ ШАХТНОГО ТИПА

Объемно-планировочные схемы. Под объемно-планировочной схемой подземного хранилища понимают объемную компоновку выработок-емкостей, вскрывающих выработок и выработок вспомогательного назначения.

На выбор объемно-планировочных схем шахтных хранилищ влияет ряд факторов. В первую очередь к ним относят параметры рабочей толщи (т.е. ее мощность, глубину залегания от земной поверхности, размеры и очертание в плане, угол падения), от которых зависит при проектировании выбор предельной высоты выработок-емкостей (особенно в рабочей

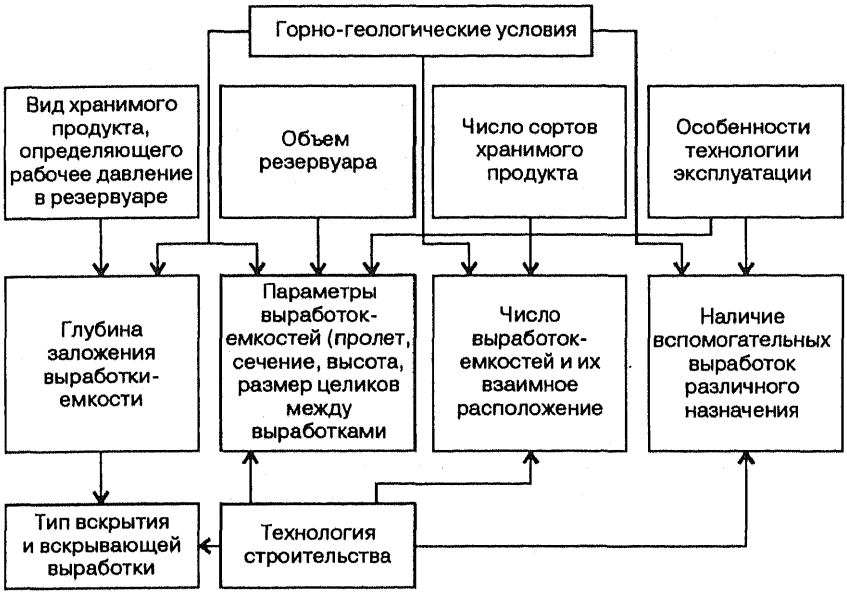


Рис. 9.6. Схема влияния различных факторов на элементы объемной планировки подземных хранилищ

толще ограниченной мощности), направление их продольного уклона, а также габаритных размеров хранилища в плане и т.д.

На рис. 9.6 выделен ряд основных элементов объемной компоновки выработок и указаны те факторы, которые определяют принятие того или иного решения.

Определяющими при выборе параметров выработок-емкостей являются горно-геологические условия. С точки зрения компактности объемно-планировочных схем наиболее желательны выработки максимально возможного сечения, при котором они сохраняют длительную устойчивость. Именно этими соображениями руководствуются, создавая выработки больших размеров в скальных породах неограниченной мощности (например, в массивах изверженных и метаморфических пород).

Мощность пласта в свою очередь определяет допустимую высоту выработки, что особенно важно для хранилищ в практически непроницаемых породах, где в почве и кровле выработок-емкостей должны быть оставлены пачки непроницаемых пород.

Размер целиков, форма, отношение их размера к пролету протяженной выработки также оказывает непосредственное влияние на устойчивость резервуара в целом. Здесь наблюдают тенденцию к оставлению целиков наименьших размеров по условиям устойчивости выработок.

Технология строительства (в первую очередь принятый способ отработки и механизация производственных процессов) может выявить не-

обходимость корректировки параметров выработок-емкостей в сторону уменьшения их размеров от максимально устойчивых.

Что касается формы выработок, то буровзрывной способ проходки позволяет осуществлять строительство выработок любой формы, заданной по условию устойчивости (с подъемистой или плоской потолочиной). Круглое сечение выработок характерно для хранилищ, проведенных с помощью проходческих щитов в глинистых породах.

Для пород средней крепости (вечномерзлых, гипсов, солей и др.) возможность увеличения поперечного сечения выработок заключается в использовании комбайновой проходки, в результате которой практически не образуется ослабленная зона вокруг выработок, характерная при применении буровзрывного способа.

Горно-строительные требования существенно влияют на выбор рациональной схемы расположения выработок-емкостей по условиям максимального упрощения системы проветривания выработок и транспортирования породы в период ведения проходческих работ.

Влияние особенностей технологии эксплуатации проявляется в расчете параметров-емкостей в вечномерзлых породах. Известно, что по мере понижения температуры вечномерзлых пород их прочность возрастает, при этом размеры целиков, обеспечивающие устойчивость выработок-емкостей, уменьшаются. Соответственно с повышением температуры прочностные характеристики вечномерзлых пород снижаются. Таким образом, чем выше тепловая нагрузка на породу, тем меньше должно быть сечение выработок-емкостей и больше ширина целиков между ними для обеспечения устойчивости резервуара. Существующий опыт убедительно показал, что шахтные хранилища можно успешно эксплуатировать в условиях заполнения их продуктом с положительной температурой, не вызывающей оттаивания породы, что позволило значительно расширить область их использования. По опыту эксплуатации подобных хранилищ ширина целика в 10—15 м между смежными протяженными выработками-емкостями, как правило, достаточна для обеспечения их устойчивости и предотвращения теплового взаимодействия при естественной температуре породы —5—7 °С.

Общий объем проектируемого хранилища оказывает существенное влияние, например, на выбор числа вскрывающих выработок и их сечение, на число и общую протяженность выработок-емкостей и т.д. При этом следует учитывать, что при определении объема выработок-емкостей заданный объем хранения продукта следует корректировать с учетом коэффициента вместимости резервуара, который при хранении нефти и нефтепродуктов не должен превышать 0,97, а при хранении сжиженных газов — 0,9.

Разносортность продуктов, намеченных к одновременному хранению, требует обязательного наличия околоствольной (коллекторной) выработки, не являющейся в период эксплуатации полезной емкостью, и герметичных перемычек (число которых равно числу одновременно хранимых продуктов) в подходных выработках. В хранилищах на один вид продукта герметичную перемычку, как правило, сооружают в стволе, а кол-

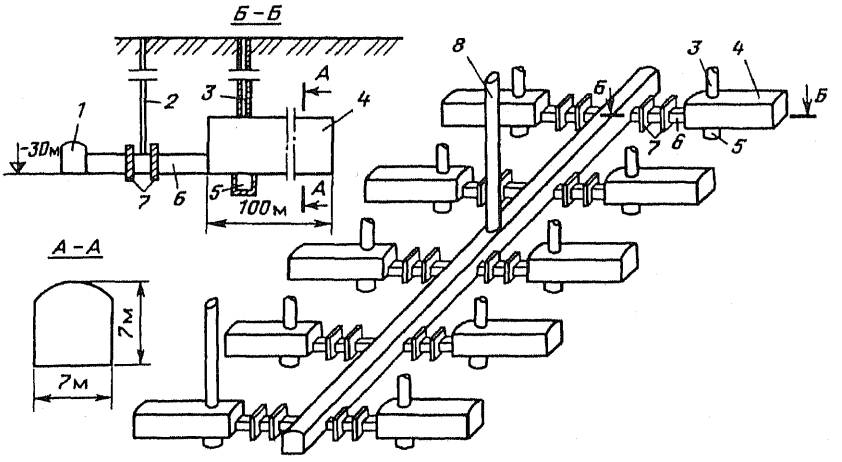


Рис. 9.7. Объемно-планировочная схема хранилища сжиженных газов с обособленными выработками-емкостями:
1 — коллекторная выработка; *2* — скважина для гидрозатвора перемычки; *3* — эксплуатационная скважина; *4* — выработка-емкость; *5* — насосный зумпф; *6* — подходная выработка; *7* — герметичная перемычка с гидрозатвором; *8* — ствол

лекторная выработка отсутствует. Размещение герметичной перемычки в стволе обеспечивает полное использование горизонтальных выработок (включая околоствольные выработки, а иногда и ствол) и работу перемычки без непосредственного подпора жидкой фазой хранимого продукта.

В зависимости от типа эксплуатационного насосного оборудования (погружные или непогружные насосы) определяют сечение ствола, необходимость создания подземных насосных камер для установки непогружных насосов или бурения специальных скважин для насосов погружного типа.

Пример объемной планировки хранилища сжиженных газов с обособленными выработками-емкостями и размещением погружных насосов в эксплуатационных скважинах показан на рис. 9.7.

Анализ планировочных схем хранилищ показывает, что среди них можно выделить два основных типа:

- камерный с замкнутой системой выработок-емкостей (рис. 9.8);
- камерный с обособленными выработками-емкостями (рис. 9.9).

Хранилище первого типа представляет собой систему выработок-емкостей, сообщающихся между собой с помощью сбоек. Их проводят таким же сечением, что и выработки-емкости. Сооружение сбоек вызывает существенное сокращение размеров хранилища в плане, вследствие чего облегчается проветривание и транспортирование отбитой породы при проведении выработок-емкостей. Кроме того, наличие сбоек позволяет эффективнее применять высокопроизводительное горнопроходчес-

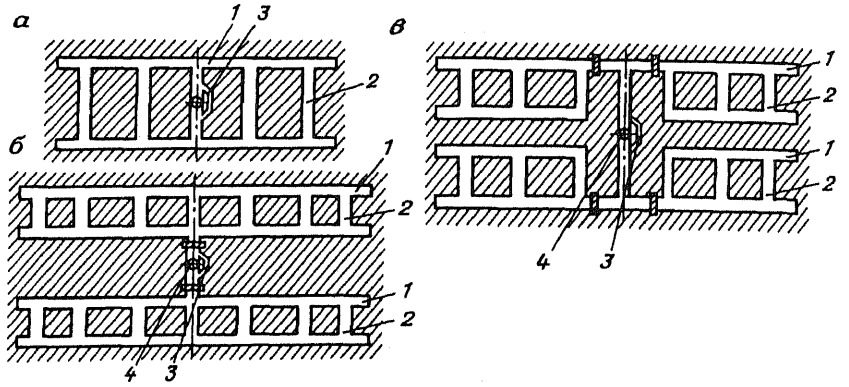


Рис. 9.8. Схемы шахтных хранилищ камерного типа с замкнутой системой выработок-емкостей для одного (*а*), двух (*б*) и четырех (*в*) продуктов:
1 — выработки-емкости; *2* — сбойки между выработками-емкостями; *3* — обходная выработка; *4* — вскрывающая выработка

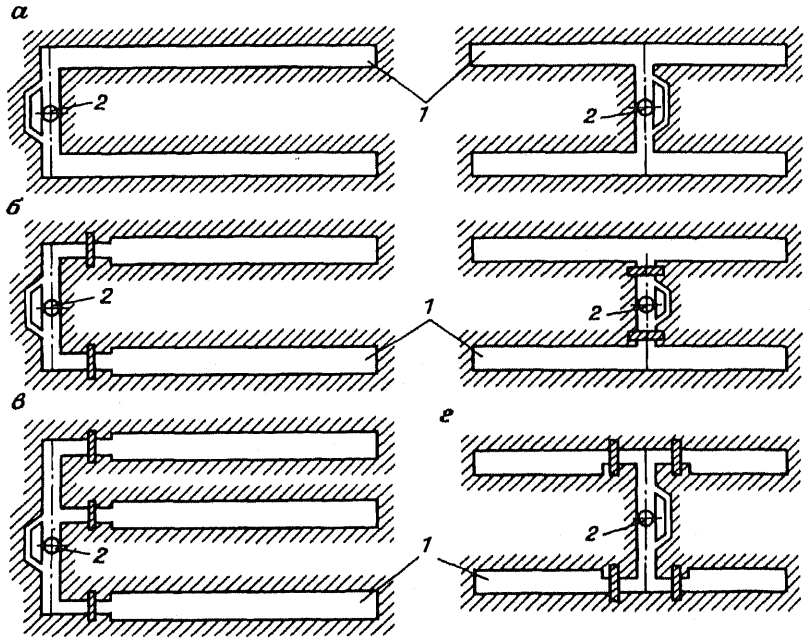


Рис. 9.9. Схемы шахтных хранилищ камерного типа с обособленными выработками-емкостями для одного (*а*), двух (*б*), трех (*в*) и четырех (*г*) продуктов:
1 — выработка-емкость; *2* — вскрывающая выработка

кое оборудование. Самоходные буровые установки и горные экскаваторы используют для одновременного проведения нескольких выработок при посменном переводе оборудования из одного забоя в другой. Для улучшения проветривания при проходке и сокращения транспортных плеч в схеме хранилища с замкнутой системой выработок-емкостей принимают центральное расположение вскрывающей выработки. Замкнутая система выработок-емкостей и проведение их с помощью высокопроизводительного проходческого оборудования приводят к сокращению сроков строительства хранилищ.

В хранилище с обособленными выработками-емкостями при сравнительно небольшой их протяженности строительство можно осуществлять глухими забоями, и расположение вскрывающей выработки в схеме хранилища существенного влияния на процесс горнопроходческих работ не оказывает.

Выработки и герметизирующие устройства шахтных хранилищ в породах с положительной температурой. В качестве вскрывающих выработок (строительных подходов) при сооружении шахтных хранилищ используют вертикальные и наклонные стволы.

При проектировании вскрывающих выработок подземных газонефтехранилищ основными исходными данными являются: назначение хранилища (виды хранимых продуктов), объем хранилища, геологический разрез места расположения хранилища с подробной характеристикой пересекаемых вскрывающей выработкой пород, водоносных горизонтов и положения рабочей толщи, основное эксплуатационное оборудование (насосы), срок ввода хранилища в эксплуатацию.

Возможность разнообразного сочетания основных исходных данных приводит к различным конструктивным решениям вскрывающих выработок, которые могут встретиться в практике проектирования и строительства. Однако в зависимости от назначения, объемно-планировочных схем и горно-геологических условий строительства подземных хранилищ и требований, предъявляемых к конструкции вскрывающих выработок, их функции могут быть разделены и вскрывающая выработка в период эксплуатации является:

- выработкой-емкостью для размещения хранимого продукта по всей длине выработки;
- выработкой-емкостью для размещения хранимого продукта в пределах непроницаемого пласта до герметичной перемычки;
- выработкой для сообщения поверхности с подземными выработками-емкостями и размещения технологических, подъемно-транспортных и специальных коммуникаций.

В *первом случае* крепь вскрывающей выработки выполняют продукто- и водонепроницаемой, что достигается, например, использованием металлической обсадной трубы для крепления ствола на всю его глубину и тампонированием закрепного пространства непроницаемыми растворами. Герметичная перемычка, расположенная в верхней части ствола, дает возможность использовать почти весь его объем в качестве выработки-емкости для хранения продукта.

Во *втором случае* требования к непроницаемости крепи распространяются лишь на участок вскрывающей выработки, пройденной в пределах непроницаемой толщи пород, в границах которого осуществляют тампонирование закрепного пространства непроницаемыми растворами. Герметичная перемычка, составляющая единое целое с участком непроницаемой крепи, дает возможность использовать нижнюю часть выработки для размещения хранимого продукта.

В *третьем случае* вскрывающую выработку в период эксплуатации используют исключительно для размещения технологических, подъемно-транспортных и специальных коммуникаций. Герметичные перемычки, расположенные в подходных выработках, исключают использование вскрывающей выработки для хранения продукта.

Таким образом, если отнести вскрывающую выработку к одному из рассмотренных случаев, то можно установить обоснованные требования к конструкции и материалам крепи, определить нагрузки на нее: наружное гидростатическое и внутреннее давления и области их действий, ожидаемое горное давление и давление, вызванное тампонированием закрепного пространства, т.е. в конечном счете запроектировать вскрывающую выработку.

Основные параметры вскрывающих выработок (сечение, тип крепи и т.д.) подземных газонефтехранилищ определяют в зависимости не только от назначения хранилища, геолого-гидрогеологических условий, типа эксплуатационного оборудования и способа герметизации выработок-емкостей, но и увязывают со способами и технологическими схемами проходки выработок.

Горизонтальные выработки-емкости имеют площади поперечного сечения от 20 до 600 м^2. Формы поперечных сечений выработок показаны на рис. 9.10.

К эксплуатационному оборудованию, размещенному в выработках-емкостях, относят погружные насосы, трубопроводы для закачки продукта, а в хранилищах нефти и нефтепродуктов также дыхательные трубопроводы для выпуска паровой фазы при закачке продукта. Открытый конец дыхательной трубы расположен, как правило, в штробе, созданной в самой высокой точке кровли выработки.

Выработки-емкости проектируют с уклоном (не менее 0,002) для обеспечения свободного стока продуктов к месту установки насосов. В местах отбора продукта в почве выработок-емкостей предусматривают

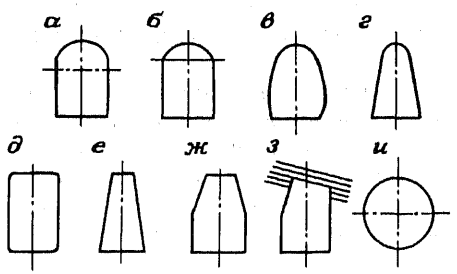


Рис. 9.10. Формы поперечных сечений выработок-емкостей:
а — прямоугольно-сводчатая с полуциркульным сводом; *б* — прямоугольно-сводчатая с коробовым сводом; *в* — арочная (подковообразная); *г* — трапециевидно-сводчатая; *д* — прямоугольная; *е* — трапециевидная; *ж* — прямоугольно-трапециевидная; *з* — прямоугольно-трапециевидная с наклонной кровлей; *и* — круглая

насосные зумпфы. Глубина зумпфов определяется в зависимости от требуемого подпора на всасывающей линии насосов (обычно 6 м). Зумпфы имеют, как правило, круглое поперечное сечение. В связи с высокими скоростями движения продуктов в зумпфах при откачке для предотвращения возможного размыва поверхностного слоя породных стенок зумпфы облицовывают металлоизоляцией из легированных конструкционных сталей. Металлоизоляцию выполняют из обечаек на сварке. Пространство между металлоизоляцией и породой цементируют.

В почве выработок-емкостей при хранении продуктов без водяной подушки предусмотрено устройство бетонных полов минимальной толщины для обеспечения лучшего стока продуктов к местам его выдачи.

По экономическим соображениям проводить выработки-емкости нужно без возведения крепи, они должны сохранять устойчивое состояние в течение всего периода эксплуатации хранилищ. Однако при необходимости создания хранилищ в неустойчивых породах прочность выработок-емкостей обеспечивается сплошной крепью. Целесообразность строительства таких хранилищ в каждом конкретном случае определяют технико-экономическими расчетами.

Выработки-емкости в неустойчивых породах имеют, как правило, круглую форму поперечного сечения. Это связано с тем, что для их проведения применяют щитовой или горный (эректорный) способ проходки. Способ проходки определяет также размеры сечения выработок-емкостей и конструкцию сплошной крепи. По своим конструктивным особенностям наиболее близки выработкам-емкостям подземных хранилищ перегонные и станционные тоннели метрополитенов, поэтому при создании хранилищ применяют комплексы проходческого оборудования и крепей, использующиеся в практике метростроения. При этом сечения выработок-емкостей колеблются в пределах 20—70 м^2, а для их крепления используют унифицированные сборные железобетонные обделки. Расчет такой крепи применительно к выработкам-емкостям не содержит специфических особенностей и осуществляется методами, принятыми в практике тоннелестроения.

К выработкам вспомогательного назначения относят околоствольные (коллекторные) и подходные выработки, камеры подземных насосных станций и эксплуатационные скважины.

Околоствольные (коллекторные) выработки предусматриваются в комплексных хранилищах, предназначенных для размещения двух видов продуктов или более, для соединения выработок-емкостей со вскрывающими выработками. Коллекторные выработки в период строительства служат для обеспечения выполнения работ по проведению выработок-емкостей и маневровых работ у вскрывающей выработки. Протяженность коллекторных выработок при электровозной откатке в приствольной части принимают, исходя из горно-строительных требований в зависимости от минимальной длины составов груженых и порожних вагонеток, схемы расположения стрелочных переводов и съездов, обеспечивающих маневровые операции электровоза в период ведения горнопроходческих работ. Протяженность коллекторных выработок в пределах их

примыкания к выработкам-емкостям определяется шириной выработок-емкостей и целиков между ними. Коллекторные выработки в приствольной части имеют сечения, обеспечивающие пропуск подвижного состава при двухпутной откатке породы и двух проходов для людей в соответствии с правилами безопасности.

Форму поперечного сечения коллекторных выработок принимают в зависимости от горно-геологических условий по аналогии с типовыми сечениями откаточных горных выработок.

Коллекторные выработки в каждую сторону от оси вскрывающей выработки на протяжении не менее 15 м крепят постоянной крепью из несгораемых материалов. По всей длине выработки имеют уклон в сторону вскрывающей выработки для свободного стока воды в зумпф. В период эксплуатации в коллекторных выработках размещают технологические, вентиляционные, кабельные и другие трубопроводы, а также проходы для людей и транспортирования эксплуатационного оборудования при его ремонте или замене.

Подходные выработки служат для сообщения коллекторных выработок с выработками-емкостями и размещения герметичных перемычек. Протяженность подходных выработок принимают минимально возможной, но не менее 15 м по условиям размещения герметичных перемычек. Размеры поперечного сечения подходных выработок также принимают минимальными по условиям проведения горнопроходческих работ, исходя из наибольших габаритов применяемого оборудования для сооружения выработок-емкостей. Проведение подходных выработок малого сечения осуществляют также из соображений уменьшения размеров герметичных перемычек и упрощения работ при их возведении. Для максимально возможного сохранения герметичности пород на участках сооружения перемычек подходные выработки в слабых породах проводят без производства взрывных работ, в крепких породах — с использованием ослабленных зарядов ВВ. Протяженность таких участков подходных выработок составляет не менее 10 м.

Камеры подземных насосных станций предусматриваются в хранилищах, откачку продуктов из которых осуществляют непогружными насосами. В комплексных хранилищах в зависимости от числа видов хранимых продуктов, их объемов, требуемой производительности выдачи и типа насосного оборудования сооружают одну или несколько камер для размещения подземных насосных станций. Камеры насосных станций проводят либо на отметке коллекторной выработки, либо выше нее, но с учетом всасывающей способности устанавливаемых насосов. В хранилищах, предназначенных для хранения одного продукта, насосную станцию размещают во вскрывающей выработке или камере, примыкающей к ней. Размеры камер насосных станций в плане определяются числом установленных насосных агрегатов с учетом проходов вокруг них в соответствии с правилами безопасности. Высота камер определяется вертикальными габаритами насосного оборудования и подъемно-транспортных устройств, ее принимают не менее 3 м. Вскрывающие, коллекторные и подходные выработки и камеры подземных насосных станций оборудуют

системами приточной и вытяжной вентиляции с искусственным побуждением. При этом предусматривают резервирование всех приточных и вытяжных вентиляторов.

Часовая кратность воздухообмена во вскрывающих, коллекторных и подходных выработках составляет 6 оборотов, в камерах подземных насосных станций — 20 оборотов. Приточная вентиляция вскрывающих, коллекторных и подходных выработок осуществляется путем сосредоточенной подачи воздуха непосредственно во вскрывающую выработку. Скорость воздуха в живом сечении выработок не должна превышать 8 м/с. Под живым сечением понимают сечение выработок за вычетом площади, занятой подъемно-транспортным оборудованием, лестничным отделением, технологическими и вентиляционными трубопроводами и т.д. Приточный воздух в камеры насосных станций подают в рабочую зону этих помещений. Вытяжку воздуха осуществляют из нижней (2/3 всего объема воздуха) и верхней (1/3 всего объема воздуха) зон камер. В камерах насосных станций в дополнение к общеобменной вентиляции предусматривают устройства местных отсосов в местах возможных утечек хранимых продуктов (сальники насосов, задвижки и т.п.).

Эксплуатационные скважины строят в подземных газонефтехранилищах, откачку продуктов из которых осуществляет погружными насосами. Эксплуатационные скважины обеспечивают осуществление сливоналивных операций и замеры уровня хранимых продуктов. Скважины обсаживают металлическими трубами с цементацией затрубного пространства. Диаметр эксплуатационных скважин определяют в зависимости от поперечных размеров погружных насосов, средств измерения уровня продуктов и пропуска газовой фазы. Глубина скважин определяется глубиной заложения выработок-емкостей. К эксплуатационным скважинам предъявляют требования полной герметичности.

Скважины бурят непосредственно в соответствующие выработки хранилища до их проходки. Это позволяет с высоким качеством провести все работы по сооружению скважин.

Герметизирующие устройства или *герметичные перемычки* предназначены для изоляции выработок, заполненных продуктом, от остальных выработок хранилища или внешней среды. Назначение герметизирующих устройств определяет ряд требований, предъявляемых к ним. Герметизирующие устройства должны выдерживать расчетную нагрузку (давление, создаваемое хранимым продуктом), обеспечивать достаточную герметичность как самой перемычки, так и ее контакта с вмещающими породами и закладными деталями технологических коммуникаций, а также возводиться из материалов, не подвергающихся агрессивному воздействию хранимых продуктов.

По назначению подземных хранилищ герметизирующие устройства подразделяют на перемычки для нефтепродуктов и сжиженных газов, а по воспринимаемому давлению — на перемычки низкого и высокого давлений. По расположению в подземных хранилищах перемычки проектируют двух типов: горизонтальные в вертикальных стволах хранилищ и вертикальные в наклонных стволах и подходных выработках.

На рис. 9.11 представлены конструкции герметизирующих устройств. Наиболее часто применяемыми на практике являются устройства, основанные на принципе гидрозатвора (см. рис. 9. 11, *а*, *б*, *в*), когда давление жидкости в полости перемычки превышает давление хранимого продукта в выработке-емкости.

В хранилищах, эксплуатирующихся с подпором подземными водами, в качестве изолирующей жидкости используют воду (см. рис. 9. 11, *в*).

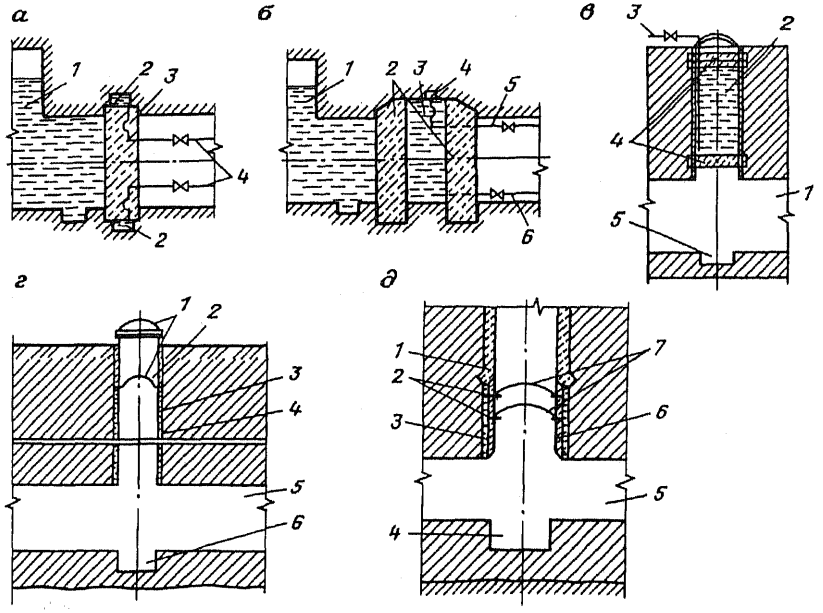


Рис. 9.11. Конструкции герметизирующих устройств:
а — бетонная перемычка с контурным гидрозатвором: *1* — выработка-емкость; *2* — полости контурного гидрозатвора; *3* — напорная стенка; *4* — система трубопроводов для залива и перемешивания изолирующей жидкости;
б — двойная бетонная перемычка: *1* — выработка-емкость; *2* — напорные стенки герметичной перемычки; *3* — полость гидрозатвора с изолирующей жидкостью; *4* — штроба; *5* — трубопровод для выпуска воздуха из гидрозатвора; *6* — трубопровод для заполнения гидрозатвора;
в — двойная бетонная перемычка с гидрозатвором, расположенная во вскрывающей выработке: *1* — выработка-емкость; *2* — полость гидрозатворов с изолирующей жидкостью; *3* — трубопровод для заполнения гидрозатвора; *4* — бетонные стенки герметичной перемычки; *5* — зумпф;
г — двойная металлическая перемычка, расположенная в верхней части ствола: *1* — металлические перемычки в обсадной трубе; *2* — устье ствола; *3* — продуктонепроницаемый раствор; *4* — обсадная труба; *5* — выработка-емкость; *6* — зумпф;
д — двойная бетонная перемычка с гидрозатвором, расположенная во вскрывающей выработке: *1* — опорный венец крепи ствола; *2* — кольцевые металлические воротники; *3* — железобетонная рубашка; *4* — зумпф; *5* — выработка-емкость; *6* — металлическая сварная обечайка; *7* — металлические перемычки

Давление в полости гидрозатвора поддерживают за счет естественной гидростатики. В хранилищах, сооружаемых в практически непроницаемых породах, полость перемычки заполняют изолирующей жидкостью, к которой предъявляют требования длительной стабильности и образования гидравлической завесы в окружающем массиве пород, а также на контакте стенок с металлическими закладными деталями и породой (см. рис. 9.11, *а*, *б*). Оптимальный состав такой жидкости включает в себя 1%-ный водный раствор бентонитового порошка первого класса и химические реагенты-стабилизаторы (5%-ный раствор карбоксиметилцеллюлозы, 10%-ный раствор гексаметафосфата, 3%-ный раствор NaOH, жидкое стекло с плотностью 1,02 г/см^3). Плотность получаемой жидкости составляет 1,3—1,4 г/см^3. Изолирующая жидкость такого состава характеризуется длительной стабильностью (не расслаивается и не коагулирует).

Непроницаемые бетонные стенки препятствуют фильтрации изолирующей жидкости, а тонкодисперсные глинистые частицы кольматируют поры в зонах контакта бетона с породой и закладными деталями, что обеспечивает достаточную герметичность полости гидрозатвора. В то же время определенная водоотдача изолирующей жидкости под давлением приводит к образованию в окружающих породах водяной завесы.

Для выработок-емкостей, сооружаемых в каменной соли, изолирующая жидкость в полости гидразатвора приготавливается на основе насыщенного хлорнатриевого рассола.

Возведение перемычек осуществляют на конечной стадии строительства после проведения всех выработок. Мощность зоны повышенной проницаемости в месте сооружения перемычки определяют по фактическим значениям газопроницаемости в массиве. Для этого по контуру выработок бурят парные параллельные шпуры (нагнетательный и наблюдательный) с расстоянием между ними 5 см. Устья шпуров герметизируют с помощью специального устройства. Нагнетательный шпур соединяют с источником сжатого воздуха, наблюдательный — с U-образным водяным манометром. Затем в нагнетательный шпур подают воздух под необходимым давлением и одновременно в наблюдательном шпуре регистрируют интенсивность изменения перепада давления в трубках дифференциального манометра с точностью до 0,00001 МПа (1 мм вод. ст.). Образование перепада давления в коленах манометра свидетельствует о наличии проницаемости пород в массиве между шпурами. Аналогичным путем при перемещении прибора вдоль наблюдательного шпура с последующей герметизацией его на определенных расстояниях от обнажения осуществляют снятие характеристик проницаемости пород в глубине массива. Исследования проницаемости проводят в направлении от обнажения в глубь массива, при этом измерения выполняют через каждые 5 см по длине шпура. При осуществлении измерений между шпурами происходит фильтрация, которая по мере углубления в массив пород затухает и на некотором расстоянии от обнажения не проявляется, при этом мениски в коленах дифференциального манометра остаются неподвижны в течение времени проведения измерений. Сравнение интенсив-

ностей роста перепадов давления в дифференциальном манометре при различных заглублениях питателя в нагнетательном шпуре позволяет получить картину изменения проницаемости пород в массиве и определить границы зоны повышенной проницаемости.

Подземные хранилища с искусственной изоляцией. Существуют два вида подземных хранилищ с искусственной изоляцией:

- напорные резервуары для хранения сжиженных углеводородных газов при естественной температуре вмещающего массива пород;
- безнапорные низкотемпературные резервуары для сжиженных углеводородных газов, этилена и сжиженного природного газа.

Напорные резервуары сооружают в вертикальных и горизонтальных одиночных выработках, пройденных в верхних частях геологического разреза в толще проницаемых пород. Для герметизации выработок используют бетон в комбинации с металлом или пластмассой. Расчетное давление в резервуаре определяется упругостью паров хранимого продукта, для пропана, например, оно составляет 1,6 МПа. Резервуары имеют относительно небольшой объем — около 1000 м^3.

На рис. 9.12 изображена вертикальная выработка-емкость, конструкция крепи которой спроектирована с учетом упругого отпора горных пород. Такая конструкция наиболее экономична в связи с низкими затратами на оболочку выработок-емкостей и использованием для их строительства бескопрового способа проходки. Применение этого способа сопровождается значительным снижением затрат и обеспечивает создание выработок-емкостей глубиной до 45 м.

Давление сжиженного газа, находящегося в выработках-емкостях, воспринимается железобетонной крепью с кольцевой рабочей арматурой, которая работает совместно с массивом окружающих пород. Крепь является наиболее ответственным элементом конструкции выработок-емкостей, в связи с чем к ней предъявляют ряд требований. Так, крепь должна воспринимать горное давление, внутреннее давление сжиженного газа и не допускать утечек газа в окружающие породы. Герметичность выработок-емкостей достигается за счет внутренней металлоизоляции из тонкой листовой стали толщиной 4—5 мм.

Исследования показали, что превосходство технико-экономических показателей подземных вертикальных резервуаров по сравнению с показателями наземных металлических сохраняется при следующих значениях основных конструктивных параметров подземных выработок-емкостей: диаметр в свету 6 м, процент армирования бетонной крепи $\mu = 4\%$, толщина бетонной крепи $h = 0{,}8$ м, площадь арматуры без учета толщины металлической облицовки $F_а = 316$ см^2.

При создании резервуаров, рассчитанных на меньшее давление в горизонтальных выработках, для герметизации стенок можно использовать пластмассу. Стенки выработок выравнивают, для того чтобы придать им правильную форму. Толщина выравнивающего слоя бетона зависит от состояния первоначальной необработанной поверхности, чаще всего средняя толщина бетонного покрытия составляет 15—30 см. Затем на стенку наклеивают, как обои, листы пластмассы, которые соединяют

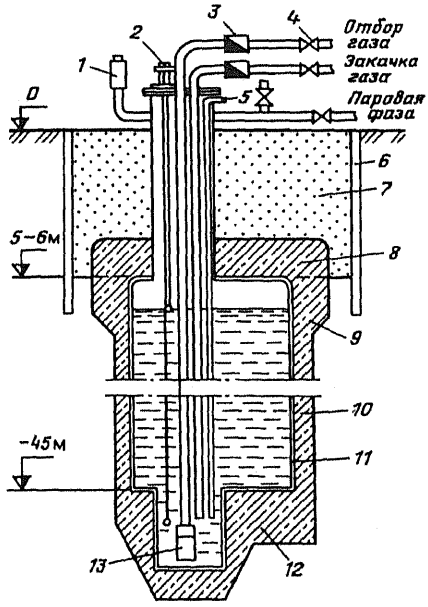


Рис. 9.12. Вертикальная выработка-емкость с железобетонной крепью и металлоизоляцией:
1 — дыхательный клапан; *2* — сигнализатор предельных уровней газа; *3* и *4* — трубопроводная арматура; *5* — барботажная трубка для измерения уровня газа; *6* — шпунт; *7* — грунтовая засыпка; *8* — перекрытие; *9* — устье; *10* — крепь; *11* — металлоизоляция; *12* — днище; *13* — погружной насос

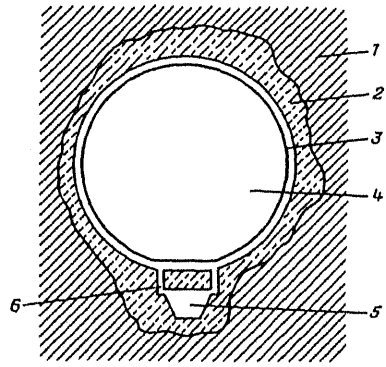


Рис. 9.13. Выработка-емкость круглого сечения с искусственной изоляцией:
1 — вмещающие проницаемые породы; *2* — бетонное покрытие; *3* — пластмассовая герметичная изоляция; *4* — выработка-емкость; *5* — контрольный сборник; *6* — канавка в бетоне

между собой с помощью сварки либо специального клея. Герметичность пластмассового материала проверяют при его изготовлении, а также в процессе испытания выработок-емкостей и их эксплуатации. Для контроля герметичности пластмассовой облицовки под ней в бетонной стенке оставляют канавки, по которым может мигрировать продукт, просочившийся через покрытие, и подземные воды из окружающего массива. По канавкам продукт и вода попадают в нижнюю часть выработки-емкости, где имеется контрольный сборник, сообщающийся с поверхностью. В конце его помещаются приборы для обнаружения следов хранимого продукта. На рис. 9.13 изображен поперечный разрез такой выработки-емкости. Что касается сохранности пластмассовой облицовки, то в выработке-емкости она находится в сравнительно благоприятных условиях, поскольку обычные агенты, вызывающие разрушения, такие, как ультрафиолетовые лучи и кислород воздуха, здесь отсутствуют. Проведенные исследования показали, что пластмассовая изоляция не имеет

признаков разрушения после семи лет лабораторных испытаний и пяти лет промышленного использования.

Низкотемпературные ледопородные резервуары для хранения сжиженных углеводородных газов (пропана и бутана) представляют собой вертикально-цилиндрические выработки (котлованы), оборудованные перекрытием из искусственных материалов (сталь, бетон, железобетон). В основе этого способа хранения лежит снижение упругости паров сжиженных газов до атмосферного давления при охлаждении до определенной температуры, что позволяет в 10—18 раз сократить удельный расход стали по сравнению с использованием наземных высоконапорных резервуаров, так как стенками резервуара являются искусственно замороженные грунты. Такие резервуары строят на площадках, гидрогеологические условия которых обеспечивают создание сплошной ледопородной оболочки при их замораживании и устойчивость при эксплуатации.

Наибольшее распространение получили низкотемпературные подземные резервуары цилиндрической формы с различным соотношением глубины и диаметра. Они представляют собой котлован с искусственно замороженными стенками, который возводят в следующей последовательности. В водонасыщенных дисперсных грунтах по периметру проектируемого резервуара бурят скважины на 3—5 м ниже глубины залегания водоупора. Скважины обустраивают замораживающими колонками, по которым пропускают хладоноситель, что приводит к замораживанию грунта вокруг колонок и созданию ледопородной оболочки, сопряженной с водоупором.

При отсутствии водоупора замораживают также и дно резервуара. Ледопородная оболочка препятствует поступлению грунтовых вод в забой разрабатываемого котлована и является ограждением, под защитой которого выполняют выемку грунта. По окончании этой операции монтируют герметичное теплоизолированное перекрытие котлована. В том случае, когда резервуары предназначены для хранения сжиженных природных газов, стенки котлована также покрывают слоем теплоизоляции, толщина которого определяется в конкретном случае посредством расчетов.

Низкотемпературные шахтные хранилища сжиженного природного газа и этилена можно сооружать в устойчивых горных породах на небольшой глубине от поверхности (20—50 м) ниже уровня подземных вод. Такие хранилища представляют собой горизонтальные выработки-емкости, соединенные с поверхностью вертикальными или наклонными стволами.

Создают и поддерживают низкие отрицательные температуры в хранилищах (—162 °С для природного газа и —104 °С для этилена) с помощью энергоемких установок низкотемпературного холода. Энергозатраты составляют основную часть эксплуатационных расходов, поэтому экономические преимущества подземных низкотемпературных шахтных хранилищ в значительной степени определяются теплопритоками из массива пород. Для уменьшения теплопритоков применяют специальные покрытия внутренних поверхностей выработок-емкостей, предотвращающие распространение газа в породах и уменьшающие его испарение.

Внутреннюю поверхность выработок-емкостей покрывают гидроизоляцией, затем адгезионным слоем, обеспечивающим сцепление гидроизоляции с укладываемой поверх нее теплоизоляцией из пенопласта. В свою очередь теплоизоляцию покрывают эластичной непроницаемой для газа облицовкой. Гидроизоляция предназначается для закрытия возможных трещин на поверхности стен выработок-емкостей, она должна быть непроницаемой для воды, обладать хорошей адгезией к влажным породам и не отслаиваться при замерзании. Материалом гидроизоляции могут быть цементные растворы. В качестве теплоизоляции, обладающей низкой теплопроводностью и достаточной прочностью при отрицательных температурах, используют пенопласт из полиуретана. Непроницаемую для газа облицовку выполняют комбинированной из алюминия и пластмассы. Она имеет высокую прочность на растяжение и низкую газопроницаемость.

Разработки в области низкотемпературных шахтных хранилищ свидетельствуют о том, что их создание — достаточно сложная инженерная задача, поэтому поддержание низких температур и выполнение теплоизоляционных покрытий в выработках-емкостях требуют значительных расходов. Так, дополнительные затраты только на устройство внутренней изоляции емкостей почти вдвое превышают стоимость собственно горнопроходческих работ.

Выработки хранилищ в вечномерзлых породах. В качестве вскрывающих выработок преимущественно используют *наклонные стволы*, проходку которых осуществляют под углом 14—25° к горизонту. Угол наклона выбирают в зависимости от способа проходки.

Устьевую часть ствола длиной не менее 5 м крепят всплошную неполными дверными окладами, остальную часть ствола крепят так же, но вразбежку с шагом 2 м.

Сопряжение наклонного ствола с центральной выработкой крепят всплошную, длина крепления по стволу и центральной выработке должна быть не менее 4 м.

Размеры и форму поперечного сечения вскрывающих выработок принимают из условия обеспечения их устойчивости на периоды строительства и эксплуатации хранилища. Закрепное пространство вскрывающих выработок герметизируют послойным намораживанием снизу вверх водонасыщенного песка. Герметизацию наклонного ствола осуществляют на заключительной стадии строительства, по окончании технологического обустройства хранилища. Сначала устанавливают органную крепь с земной поверхности несколько выше места сопряжения наклонного ствола и смотрового шурфа (колодца). Крепь с наружной стороны обшивают досками, на которые накладывают гидроизоляцию. Затем в устьевой части ствола устанавливают крепь — неполный дверной оклад и органной крепью перекрывают сечение ствола, ее также обшивают досками, на них крепят гидроизоляцию (рис. 9.14). Вплотную к гидроизоляции весь ствол засыпают увлажненным грунтом и промораживают. Засыпку грунтом и его промораживание проводят послойно, при этом толщина слоя не должна превышать 0,5 м. Над устьем ствола делают послойную

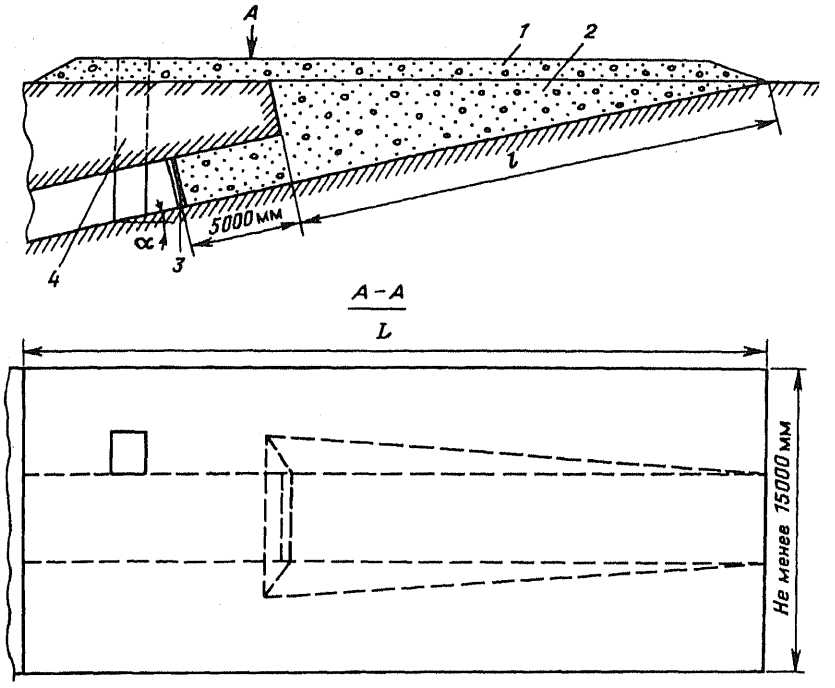


Рис. 9.14. Схема герметизации устья ствола:
1 — породная отсыпка; *2* — ледопородная закладка; *3* — органная крепь; *4* — смотровой колодец; *L* и *l* определяются углом наклона ствола α

отсыпку и промораживают грунт высотой не менее 1,5 м по отношению к уровню земной поверхности. Для герметизации вскрывающих выработок предусматривают *перемычки*. Перемычка, перекрывающая наклонный ствол ниже смотрового шурфа (колодца), предназначается для дополнительной изоляции подземного резервуара от талых вод, а также для изоляции ствола и смотрового шурфа от хранимого продукта.

Для доступа людей в хранилище в стенках перемычки устраивают двери размером 1,5 × 0,6 м, которые с двух сторон обшивают гидроизоляционным материалом.

Горизонтальные выработки-емкости и герметизирующие устройства подземных хранилищ в вечномерзлых породах представляют собой систему горизонтальных выработок-емкостей, примыкающих с одной или с двух сторон к центральной выработке. При двустороннем примыкании они располагаются в шахматном порядке.

В первую очередь проводят выработки, обеспечивающие создание сквозной вентиляции. Вентиляционные скважины для проветривания выработок бурят до начала проходческих работ. Не следует допускать поступление в выработки воздуха с температурой выше −3−4 °С. Подзем-

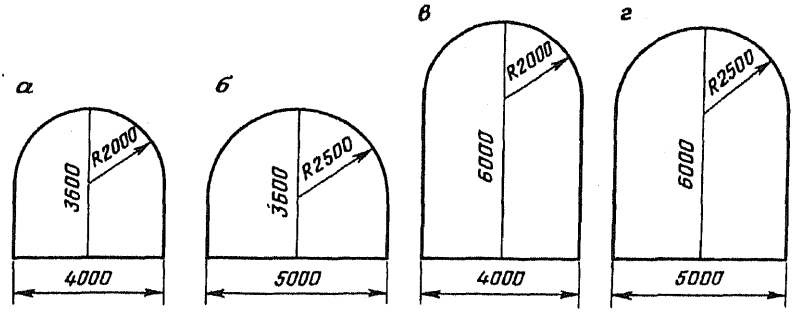


Рис. 9.15. Формы поперечных сечений выработок-емкостей:
а — периметр 13,5 м, площади поперечного сечения в проходке и свету 11,8 м^2 и 10,9 м^2 соответственно; *б* — периметр 15,05 м, площади поперечного сечения в проходке и свету 15,5 м^2 и 14,5 м^2 соответственно; *в* — периметр 18,3 м, площади поперечного сечения в проходке и свету 22,3 м^2 и 20,5 м^2 соответственно; *г* — периметр 19,8 м, площади поперечного сечения в проходке и свету 28,5 м^2 и 26,5 м^2 соответственно; для боковых выработок — сечения *а* и *в*, для центральных — сечения *б* и *г*

ные выработки проводят буровзрывным способом либо с применением комбайнов, а транспортирование породы, как правило, — с помощью канатных скреперов.

Рекомендуемые формы поперечных сечений центральной и боковых выработок показаны на рис. 9.15. Центральная выработка должна иметь уклон по почве не менее 0,002 в сторону околоствольного двора и подъем по кровле в направлении ее торца для обеспечения стока продукта в зумпф и удаления воздуха из выработки через дыхательные скважины при заполнении резервуара водой и топливом.

К центральной выработке примыкают боковые выработки-емкости, рекомендуемые формы поперечных сечений которых также изображены на рис. 9.15.

Угол примыкания боковых выработок-емкостей к центральной следует принимать равным 90° при буровзрывном способе проходки и 60° при проходке выработок-емкостей горнопроходческим комбайном. Боковые выработки-емкости имеют уклон не менее 0,002 по почве в сторону центральной выработки (для стока топлива) и подъем по кровле в направлении центральной выработки для удаления воздуха из выработок через дыхательную скважину, расположенную в торце центральной выработки. Сечение боковых выработок изменяется по длине; в области сопряжения с центральной выработкой боковая имеет высоту 3,6 м, а в торце — 2,7 м.

Для герметизации подземного резервуара и предотвращения оттаивания мерзлой породы в период эксплуатации хранилища на внутренней поверхности выработок-емкостей необходимо намораживать ледяную облицовку толщиной 50—100 мм. В практике нашел применение способ намораживания ледяной облицовки путем заполнения всего объема выработок пресной водой с выдержкой ее в течение расчетного периода

времени (20—25 дней) и последующей откачкой незамерзшей воды при достижении ледяной облицовкой проектной толщины.

Расчеты и опыт показали, что заполнять выработки водой и откачивать ее после намораживания ледяной облицовки целесообразно с максимально возможной производительностью, предусмотрев меры, исключающие гидравлическое разрушение вечномерзлых пород.

Продолжительность заполнения водой выработок-емкостей подземного хранилища объемом 25 тыс. м^3, как правило, не превышает трех суток.

Откачку воды после намораживания ледяной облицовки осуществляют непрерывно. В процессе откачки воды после намораживания ледяной облицовки выполняют тарировку резервуара.

В период намораживания ледяной облицовки осуществляют контроль за уровнем воды во вскрывающей выработке. Выработки-емкости можно считать герметичными, если за период намораживания ледяной облицовки, не считая первых двух суток после заполнения водой, понижение уровня воды во вскрывающей выработке не происходит.

В подземном резервуаре предусматривают, как правило, хранение одного вида продукта. В случае присутствия в резервуаре продуктов нескольких видов необходимо их изолировать друг от друга с помощью *перемычек.* Конструкцию и материал перемычек выбирают из условия обеспечения герметичности резервуара и пропуска технологических трубопроводов. В перемычках обязательно оборудуются люки-лазы размерами не менее 0,6 × 0,7 м в свету.

Разработку пород на участках сооружения герметичных перемычек и сопряжений выработок осуществляют отбойными молотками и ослабленными зарядами взрывчатых веществ. Возводят перемычки только в морозный период года путем послойной укладки гравийно-песчаной смеси высотой не более 0,1 м, заливки ее водой и промораживания. Контроль за промораживанием смеси выполняют по показаниям датчиков температуры, размещенных в перемычке.

При строительстве хранилищ в вечномерзлых породах проходят ряд вспомогательных выработок, к которым относят следующие:

- смотровой колодец (для периодического осмотра подземного резервуара и выполнения ремонтных работ);
- бункерную яму, которую переоборудуют по окончании проходческих работ в зумпф для приема и отбора нефтепродуктов;
- вентиляционные и дыхательные скважины;
- технологические скважины для заполнения выработок-емкостей водой, приема и отбора нефтепродуктов.

Смотровой колодец представляет собой вертикальную выработку прямоугольной или круглой формы, расположенную со стороны ходового отделения ствола в той его части, которая закреплена и отделена от устья герметичной перемычкой.

Бункерная яма руддвора на период проведения выработок-емкостей перекрывается сверху сплошным накатником из бревен и металлическим листом либо железобетонными плитами. По окончании проходческих

работ перекрытие демонтируют, а бункерную яму расширяют до размеров 3 × 3 × 3 м.

Временные вентиляционные скважины диаметром до 400 мм обсаживают трубами с поверхности земли на глубину 2—3 м. По окончании проходческих работ их ликвидируют путем тампонажа в области сопряжения их с кровлей выработок-емкостей и последующей послойной засыпкой и промораживанием водонасыщенной породы.

Расположение *дыхательных скважин* определяется объемно-планировочными решениями. Дыхательную скважину обсаживают трубами диаметром 150 мм на всю ее длину, а затрубное пространство герметизируют. На поверхности земли оголовок скважины обустраивают дыхательным клапаном.

В качестве *технологических скважин для подачи воды* в шахту целесообразно использовать вентиляционные скважины, обсаженные трубами с поверхности земли до глубины 1,5—2,0 м. В скважину опускают водовод, последний став которого перфорирован и установлен на железобетонную плиту либо свободно подвешен в нижней части выработки. До ввода подземного хранилища в эксплуатацию узел подачи воды должен быть демонтирован, а скважина ликвидирована.

Слив нефтепродуктов в подземные резервуары, независимо от того, каким видом транспорта они доставлены к хранилищу, осуществляют через технологические скважины.

Как правило, нефтепродукты поступают в технологические скважины с положительной температурой, превышающей, хотя бы на короткий период, допустимое значение по условию сохранения пород, вмещающих выработки емкости, в твердомерзлом состоянии. Поэтому технологическая скважина должна быть теплоизолирована.

Технологические скважины (рис. 9.16) *для слива нефтепродуктов* в хранилище оборудуют двумя соосно расположенными трубами по всей глубине. Внешняя труба 219 × 9 мм является обсадной, а внутренняя 108 × 14 мм — технологической, по которой сливают продукт в резервуар.

Затрубное пространство обсадной колонны скважины герметизируют путем послойного промораживания водопесчаной пульпы. После ее полного промораживания в затрубном пространстве скважины выполняют теплогидроизоляцию ее оголовка. Общая высота теплогидроизоляционного слоя составляет 0,5—0,6 м. Расчеты и практика показали, что такой слой теплогидроизоляции обеспечивает сохранение теплового режима оголовка скважин.

Опыт эксплуатации подземных хранилищ, построенных в вечномерзлых породах, свидетельствует о необходимости надежного обеспечения устойчивости и герметичности технологических скважин. При закачке нефтепродуктов с положительной температурой через нетеплоизолированную колонну труб обсадная колонна и замороженная водопесчаная смесь нагреваются, в результате чего в затрубном пространстве образуется пульпа, которая начинает поступать в выработку-емкость. При этом технологическая скважина теряет устойчивость и становится негерме-

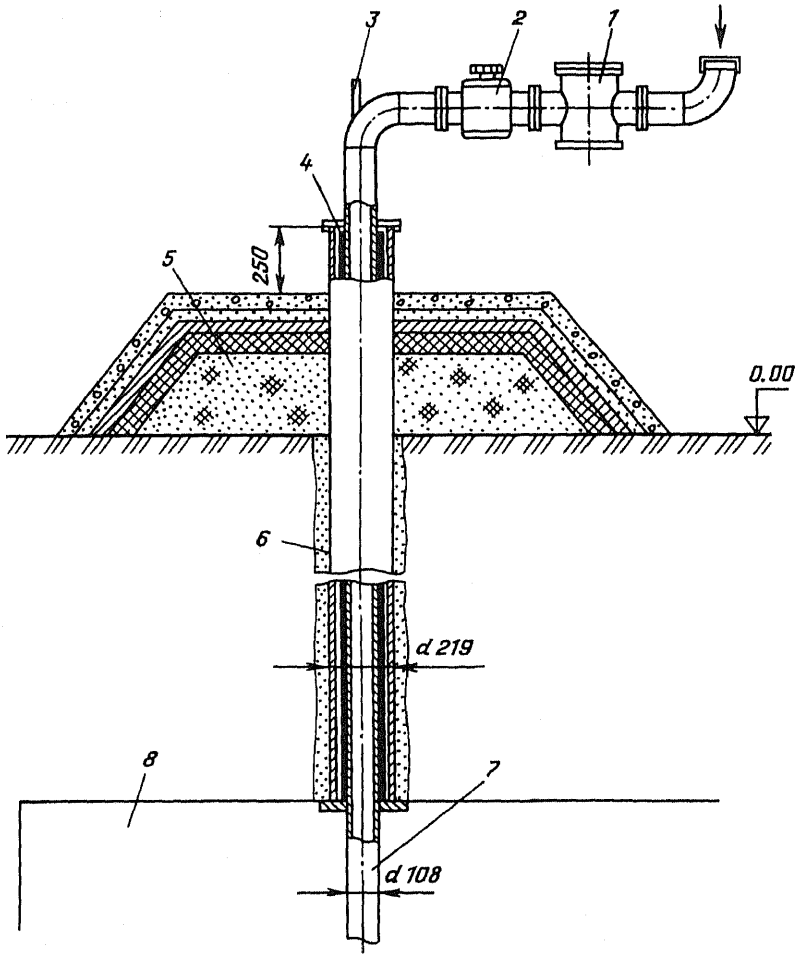


Рис. 9.16. Схема технологической скважины для заполнения выработок-емкостей нефтепродуктом:
1 — сетчатый фильтр; *2* — жидкостный счетчик; *3* — термокарман; *4* — теплоизоляция; *5* — теплогидроизоляция оголовка скважины; *6* — обсадная колонна; *7* — внутренняя (рабочая) колонна; *8* — выработка-емкость

тичной. Дальнейшая эксплуатация нетеплоизолированной скважины может привести к опусканию обсадной колонны и обрушению пород в зоне сопряжения скважины с выработкой-емкостью.

Следует подчеркнуть, что трудоемкость и стоимость работ по теплоизоляции технологических колонн в значительной мере зависят от толщины слоя теплоизоляции. Решение задачи расчета толщины теплоизоляции, минимально допустимой по условию сохранения в мерзлом со-

стоянии материала затрубья обсадной колонны скважины, приведено в СНиП 2-11-04—85 «Подземные хранилища нефти, нефтепродуктов и сжиженных газов».

Технологические скважины (колодец) для отбора топлива располагают непосредственно над зумпфом в центральной выработке. Узел отбора топлива и замера его уровня в выработках-емкостях размещают в технологическом колодце либо в технологических скважинах, обсаженных трубами диаметром не менее 500 мм.

Выдачу продукта из хранилища осуществляют погружным насосом, размещенным в зумпфе. На земной поверхности продукт, выдаваемый из подземного резервуара, поступает в наземный металлический резервуар объемом 50 м^3. Далее из наземного металлического резервуара топливо центробежным насосом подают потребителю.

В ряде случаев, когда напор погружного насоса достаточно высок, продукт можно подавать непосредственно в бензовоз, он проходит через фильтр и счетчик, минуя наземный металлический резервуар.

В период закачки топлива в выработки-емкости, во время хранения, а также в процессе отбора топлива ведут наблюдение за уровнем жидкости.

9.3. ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ХРАНИЛИЩ ШАХТНОГО ТИПА

Анализ опыта проектирования и строительства подземных газонефтехранилищ шахтного типа показывает, что использование тех или иных видов подземных резервуаров тесно связано с регионами, где они были впервые применены, исходя из местных горно-геологических условий и разработанных технических решений, технологии строительства и эксплуатации. Так, в странах Скандинавии, территория которой сложена крепкими кристаллическими породами, получили распространение хранилища для нефти, нефтепродуктов и СУГ с выработками-емкостями в виде незакрепленных камер большого сечения, эксплуатирующихся с доступом подземных вод в выработки. В США первоначально строили хранилища СУГ относительно небольших размеров в практически непроницаемых породах (например, в глинистых мергелях и сланцах) с замкнутой системой выработок-емкостей. В качестве вскрывающих выработок использовали вертикальные стволы малого сечения (диаметром около 1 м). Для проходки выработок применяли, как правило, специальное малогабаритное оборудование. В бывш. СССР построены хранилища для нефтепродуктов в практически непроницаемых породах типа глин с использованием технологии, принятой в организациях Метростроя, и в вечномерзлых породах с применением технологии строительства, принятой в золотодобывающей промышленности.

К настоящему времени в мире создано около 50 млн. м^3 резервуарной емкости в специально построенных хранилищах шахтного типа. Бóльшая часть этого объема приходится на хранилища в устойчивых кристаллических породах с доступом подземных вод в выработки-емкости.

Это объясняется двумя причинами. Во-первых, хранилища в скальных породах имеют, как правило, большие объемы (сотни, а иногда и миллионы кубических метров), что существенно повышает их экономическую эффективность, так как уменьшаются капитальные затраты на 1 м^3 резервуарной емкости. Во-вторых, породные массивы с горно-геологическими условиями, которые необходимы для создания таких хранилищ, распространены значительно шире, чем площади развития практически непроницаемых пород. Характерным примером может служить история создания хранилищ шахтного типа в США и Франции, где в 50—60-е годы нашего столетия строили хранилища небольшого объема преимущественно в практически непроницаемых породах, а начиная с 70-х годов начали сооружать подземные хранилища с доступом подземных вод в выработки по скандинавской технологии.

Тем не менее, в России хранилища в непроницаемых породах, прежде всего вечномерзлых, имеют большое значение. Такие хранилища нашли применение для создания запасов топлива в районах Крайнего Севера, где завоз нефтепродуктов происходит один раз в год. Для северных регионов подземные хранилища конкурентоспособны по отношению к наземным складам вследствие экономических, технических и экологических преимуществ.

Хранилища в непроницаемых неустойчивых породах с положительной температурой из-за их высокой стоимости не нашли широкого распространения. Однако в ряде случаев, когда это вызвано острой хозяйственной необходимостью, невозможностью размещения складов на поверхности или военными соображениями, они являются единственно возможным способом создания запасов жидких углеводородов.

Что касается хранилищ с искусственной герметизацией (напорных и безнапорных), то этот вид резервуаров находится в стадии опытного и опытно-промышленного освоения.

Примером создания хранилищ в кристаллических обводненных породах может служить хранилище нефти вблизи г.Хельсинки (Финляндия) на побережье Финского залива.

Хранилище, общий объем которого превышает 2 млн м^3, состоит из десяти выработок-емкостей, разделенных на три группы, и эксплуатируется с подпором подземными водами. Объемы отдельных выработок-емкостей изменяются от 70 000 до 180 000 м^3. Крупнейшая резервуарная единица, в которой две выработки-емкости соединены между собой, имеет объем 220 000 м^3. Подземный резервуар представляет собой протяженные выработки с параболической (арочной) формой поперечного сечения. Выработки-емкости одной группы параллельны между собой, и минимальная ширина целика между ними (у почвы) составляет 20—25 м. Площадь поперечного сечения выработок-емкостей первой группы равна 338 м^2, второй и третьей групп — 442 м^2; высота выработок-емкостей 30 м, ширина 12—18 м, длина изменяется от 170 до 400 м. Для заполнения выработок-емкостей, откачки нефти и подземных вод пройдены вертикальные стволы по два на каждую выработку-емкость. В качестве вскрывающих выработок использовали наклонные стволы

(уклон 1:7, ширина 8 м). При сооружении хранилища основной объем работ приходился на проходку горных выработок, причем доля затрат на горнопроходческие работы составляла 60—70% общих расходов на строительство. Как наиболее интересную с технической точки зрения рассмотрим третью группу подземных резервуаров, которая состоит из четырех выработок-емкостей длиной по 400 м. Суммарный объем этой группы резервуаров составляет 720 000 м^3. Общая мощность толщи горных пород в кровле выработок-емкостей равна 30 м. Кровля выработок-емкостей расположена примерно на уровне моря, а почва — на 30 м ниже. Выработки пройдены в кристаллических породах (пегматитовых гранитах, мелкозернистых гнейсах и т.д.), трещиноватых в незначительной степени. Горнопроходческие работы при создании подземного хранилища осуществляли в четыре этапа: проходка вскрывающих выработок — транспортных наклонных стволов (45 000 м^3 породы), разработка породы в верхней части выработок-емкостей (128 000 м^3), проведение выработок-емкостей на полный объем (541 000 м^3 породы) и проходка эксплуатационных вертикальных стволов (5000 м^3 породы). Вскрывающие выработки (наклонные стволы) проходили обычным буровзрывным способом. Бурение осуществляли бурильными молотками с пневмоподдержек, причем буровое оборудование монтировали на подъемную платформу, которую в свою очередь устанавливали на шасси грузового автомобиля. Буровзрывные работы и оборку породы выполняла бригада из четырех бурильщиков и одного подсобного рабочего. Забой обуривали 70 шпурами. Расход взрывчатых веществ составлял 120 кг на один цикл. Подвигание забоя за одну отпалку составляло 2,6 м при длине шпуров 3 м. Работы осуществляли упомянутой ранее бригадой в течение 4—5 ч. В каждой выработке-емкости первоначально разрабатывали верхнюю часть площадью сечения около 80 м^2. Шпуры бурили двухстрелочными буровыми тележками. Подвигание забоя было такое же, как и при проходке вскрывающих выработок. Работу выполняли один бурильщик и один помощник. Откатку отбитой породы осуществляла отдельная бригада, которая применяла для погрузочных работ автокран. Нижнюю часть камер разрабатывали двумя уступами. Подвигание забоя за одну отпалку составляло 2,5 м. Эксплуатационные вертикальные стволы (всего восемь стволов) проходили с поверхности земли с применением буровзрывного способа. Погрузку отбитой породы в наклонных стволах осуществляли с помощью гусеничных погрузчиков. Для погрузки породы при проходке верхней части выработок-емкостей использовали большой колесный погрузчик с вместимостью ковша 4,5 м^3. Этот же погрузчик применяли и при разработке нижней части выработок-емкостей. Поскольку погрузочных пунктов было несколько и местоположение их весьма часто менялось, проходимость машины имела решающее значение. Следует отметить, что, если бы при погрузке использовали экскаваторы, то высокой скорости проходки не достигли бы. Транспортирование отбитой породы осуществляли двенадцатью рудовозными автомобилями. Породу отвозили на расстояние 1 км от выхода из ствола, где использовали ее для планирования поверхности. Дороги в пределах участка строительства

все время поддерживали в прекрасном состоянии. Их несущий слой был сделан из добытой породы, а верхнее покрытие — из щебня, расход которого за время строительства составил 10 000 м^3. Оборка породы в выработках занимала существенную долю в общем процессе проходки. В верхней части выработок-емкостей оборку выполняли с платформы, установленной на ковше погрузочной машины. В процессе и после разработки уступов нижней части выработок-емкостей для оборки использовали автокран, на котором была установлена гидравлическая стрела с закрепленной на конце платформой. Параметры вылета стрелы были вполне достаточны для оборки породы даже в выработках-емкостях, пройденных на полное сечение, так как платформу можно было поднять на высоту 36 м. Когда первая выработка-емкость была полностью пройдена, приступили к основным горно-строительным работам, в результате чего уже через полгода часть выработок-емкостей сдали в эксплуатацию, хотя проходка двух последних была еще не закончена. Горно-строительные работы включали в себя сооружение бетонных перемычек в эксплуатационных вертикальных и транспортных наклонных стволах, а также тампонаж бетонных конструкций и горной породы. В каждом вертикальном стволе были возведены три бетонные перемычки, через которые пропущены сливоналивные трубопроводы, идущие в выработки-емкости. При бетонировании перемычек бетон подавали по пластмассовым трубопроводам с использованием замедляющих воронок, для сооружения перемычек в транспортных тоннелях использовали бетононасос. По контакту перемычек с породой нагнетали цементный раствор по трубкам, заранее заложенным в конструкцию, для того чтобы получить надежное сцепление с бетоном. Кроме того, горные породы вокруг перемычек тампонировали на глубину 3—5 м в зависимости от их трещиноватости.

Проходка продолжалась 17 месяцев, что равносильно выдаче 42 500 м^3 породы в месяц. В дни, когда имела место наиболее высокая производительность, загруженные рудовозы выходили на поверхность каждые две минуты.

Принцип эксплуатации хранилища основан на системе с постоянной водяной подушкой, выбранной главным образом из-за требования высокой скорости заполнения выработок-емкостей. Действительно, если использовать систему с изменяющимся уровнем водяной подушки, то высокая скорость заполнения выработок-емкостей обусловливает такую же быстроту отбора воды с последующей ее очисткой. При системе с постоянной водяной подушкой таких затруднений не возникает, и скорость заполнения выработок-емкостей зависит только от диаметра трубопровода и возможностей прочего оборудования.

Принципиальная технологическая схема хранилища нефти изображена на рис. 9.17. В отличие от подземных хранилищ, предназначенных для готовой продукции (например керосина, мазута), где обычно имеется один ствол для залива и откачки, рассматриваемая выработка-емкость на концах оборудована двумя вертикальными стволами. Один из стволов служит для заполнения выработки-емкости, другой — для откачки нефти и воды, просачивающейся по трещинам. Уровень воды в выработках-емкостях

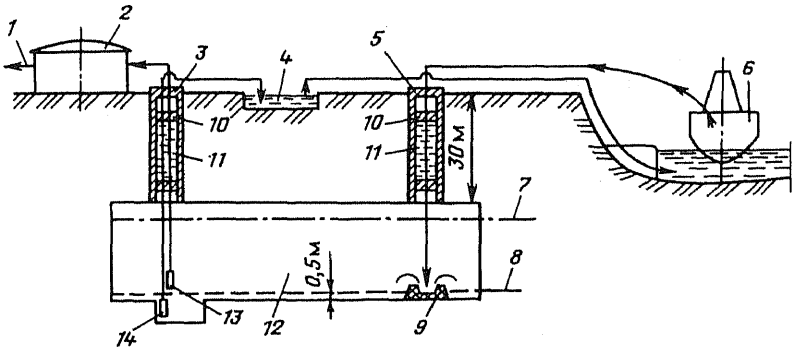


Рис. 9.17. Принципиальная технологическая схема хранилища нефти вблизи г. Хельсинки (Финляндия):
1 — трубопровод к нефтеперерабатывающему заводу; *2* — буферный наземный резервуар; *3* — ствол для откачки нефти и воды; *4* — очистное сооружение для воды; *5* — ствол для залива нефти; *6* — танкер; *7* — максимальный уровень нефти в хранилище; *8* — минимальный уровень воды в хранилище; *9* — устройство для гашения скорости нефти при заливе; *10* — герметичные перемычки; *11* — гидрозатворы; *12* — выработка-емкость; *13* — погружной насос для откачки нефти; *14* — погружной насос для откачки воды

всегда поддерживают на высоте 0,5 м от дна. Выработки-емкости заполняют из танкеров по наземным трубопроводам и одному из стволов. Скорость заполнения зависит главным образом от мощности насосов судна и составляет от 4000 до 9000 м^3/ч. Для предотвращения перелива выработок-емкостей сливной трубопровод автоматически закрывается, когда уровень нефти в выработке-емкости достигнет максимально допустимого значения. Под стволом, предназначенным для откачки, сооружен зумпф, где помещены нефтяные и водяные насосы. Положение насосов регулируется. В каждой выработке-емкости имеется по два погружных электрических насоса для нефти и воды. Насосы подвешены на напорных трубопроводах, закрепленных в одной из бетонных перемычек в стволе. Электродвигатели расположены под насосами, электрические кабели подведены к ним сверху в специальных заполненных водой кабелезащитных трубопроводах. Водяные насосы предназначены для поддержания постоянного уровня воды в выработках-емкостях. Работа всех насосов организована таким образом, чтобы исключить возможность перекачки по ошибке воды нефтяными насосами, а нефти — водяными. Откачиваемую из подземных выработок-емкостей нефть направляют в наземные резервуары объемом 30 000 м^3, откуда ее далее подают насосами на переработку. Вода из подземных выработок-емкостей поступает в очистные сооружения и затем сбрасывается в море. Для уменьшения потерь легких углеводородов из нефти давление паровой фазы в подземных выработках-емкостях поддерживают в пределах 0,05—0,25 МПа. Для этого полость между двумя перемычками заполняют водой до такого уровня, чтобы высота ее столба уравновешивала максимальное давление паровой фазы в выработках-емкостях. Основные эксплуатационные трубопрово-

Наименование или номер хранилища	Объем резервуара, тыс. м^3	Годы строительства		Форма кровли	Расстояние от поверхности до почвы выработок-емкостей, м
		начало	окончание		
«Полярный»	20	1970	1971	Плоская	25
1Ш	9	1969	1970	Плоская	14
2Ш	13	1970	1971	Плоская	19,5
3Ш	11	1970	1971	Плоская	18,5
4Ш	18	1973	1974	Параболическая	18
5Ш	18	1971	1972	Плоская	19

ды пропущены через полость с водой в защитных кожухах таким образом, что их можно свободно извлекать на поверхность, а при необходимости заменять. Бетонные перемычки рассчитаны на внутреннее давление от возможных взрывов и наружное давление до 2 МПа. На это же давление рассчитаны и перемычки, отделяющие транспортные наклонные стволы от выработок-емкостей. В этих стволах имеются двойные перемычки, полость между стенками которых также заполнена водой. Выработки-емкости снабжены контрольно-измерительными приборами для автоматического управления операциями и предупреждения различных ошибочных действий. Например, при обрывах электро- или пневмовоздушных сетей все вентили шахтных трубопроводов закрываются автоматически. Паровые пространства одной и той же группы выработок-емкостей соединены между собой уравнивающими давление трубопроводами, которые снабжены пламеотсекателями и предохранительными клапанами для

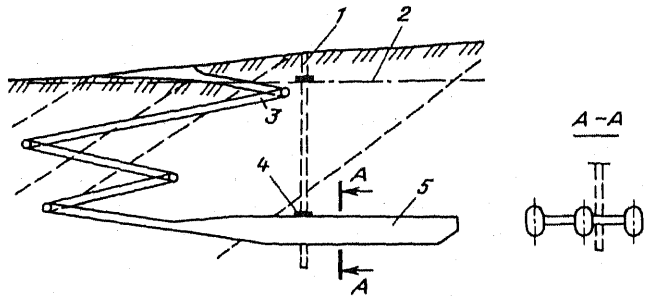


Рис. 9.18. Хранилище сжиженного газа (Лавера, Франция):
1 — эксплуатационный ствол; *2* — уровень подземных вод; *3* — спиральный наклонный ствол (строительный подход); *4* — перемычка; *5* — выработка-емкость

Таблица 9.1

Параметры выработок			Породы, вмещающие выработки-емкости	Температура породы, °С
площадь поперечного сечения, м^2	ширина пролета, м	высота, м		
22,5	10	2,5	Песчано-супесчаные отложения с включением гравия и гальки	−7
15	6	2,5	Пески, суглинки и крупнообломочные породы, подстилаемые на глубине 14—19 м коренными породами — глинистыми сланцами и микродиоритами	−7,5
26	6	4,5		−7,2
26	5	4,5		−7,2
26	5	4,5		−7,5
26	5	4,5		−7,5

поддержания давления паровой фазы в заданных пределах. При больших дыханиях паровую фазу сбрасывают в атмосферу на высоту 15—20 м от поверхности земли. Малых дыханий практически не происходит в связи с постоянной низкой температурой в выработках-емкостях.

В качестве примера подземной выработки-емкости для сжиженного газа в трещиноватых породах можно привести хранилище пропана вблизи г. Марселя (Франция) (рис 9.18).

Оно состоит из трех выработок-емкостей, расположенных на глубине около 100 м от поверхности. Высота выработок-емкостей 20 м, ширина 13 м, длина варьирует от 160 до 200 м, ширина междукамерных целиков 22 м. Вскрывающая выработка, по которой транспортировали породу, имеет винтовую форму.

Объектами, построенными в практически непроницаемых вечномерзлых породах, являются хранилища дизельного топлива, построенные на севере Магаданской области.

Основная информация о подземных хранилищах, сооруженных в вечномерзлых породах, приведена в табл. 9.1.

Характерным примером является хранилище, построенное на мысе Шмидта (Чукотка). Площадка подземных хранилищ расположена на приморской равнине юго-восточнее поселка Мыс Шмидта, омываемого с северо-востока проливом Лонга Чукотского моря.

По данным разведочных скважин, площадка сложена вечномерзлыми песками, суглинками и крупнообломочными породами, подстилаемыми на глубине 14,5—18,5 м глинистыми сланцами и роговообманковыми микродиоритами.

Объемно-планировочные решения секций подземных хранилищ и их взаимное расположение на площадке показаны на рис. 9.19.

Проходку выработок осуществляли буровзрывным способом, породу на поверхность земли транспортировали скреперными лебедками

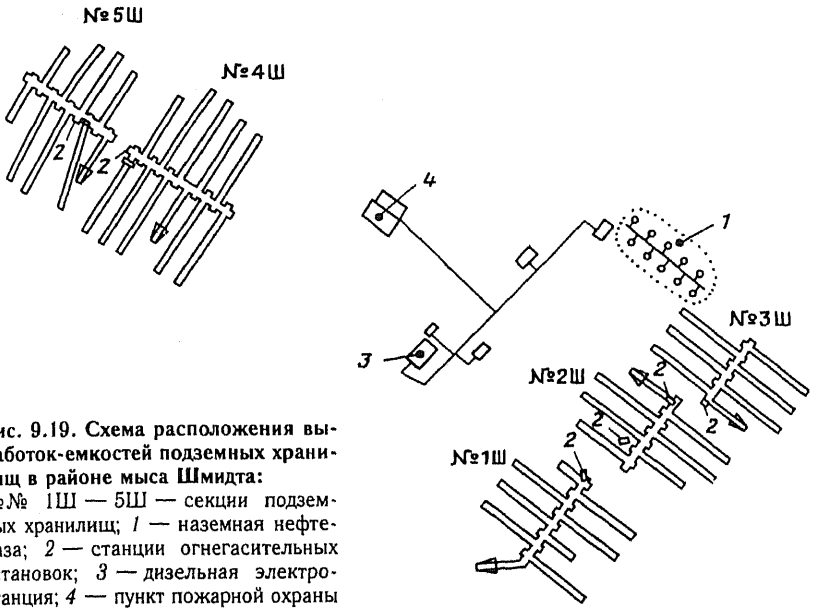


Рис. 9.19. Схема расположения выработок-емкостей подземных хранилищ в районе мыса Шмидта:
№№ 1Ш — 5Ш — секции подземных хранилищ; *1* — наземная нефтебаза; *2* — станции огнегасительных установок; *3* — дизельная электростанция; *4* — пункт пожарной охраны

2ЛСЭ-28 и 30ЛС-2С с ковшами вместимостью 0,5—1,25 м^3. Во всех выработках-емкостях создавали ледяную облицовку толщиной 5 см посредством полного заполнения выработанного пространства водой с температурой, близкой к 0 °С, и последующей откачки воды через определенный промежуток времени. Контроль за намораживанием облицовки осуществляли по объему воды, вытесняемой в наклонный ствол. В каждом резервуаре был предусмотрен технологический узел, состоящий из четырех скважин, две из которых служили для подачи в резервуар нефтепродукта, а остальные две — дыхательная и контрольная — для измерения уровня нефтепродукта в выработках-емкостях.

Площадь поперечного сечения выработок-емкостей первой секции (1Ш) — 15,0 м^2, остальных секций — 20—30 м^2. Пролет выработок-емкостей первой секции — 4 м, остальных секций — 6 м, высота выработок — 4—5 м. Форма поперечного сечения — прямоугольная. Толщина целиков между соседними выработками-емкостями в каждой секции хранилища составляет 15 м. Крепление не предусматривали, так как принятый пролет выработок-емкостей выбран с большим запасом прочности. Каждая секция хранилища состоит из одной центральной выработки и отходящих от нее под прямым углом в обе стороны боковых выработок-емкостей.

В непроницаемых неустойчивых породах с положительной температурой построено хранилище нефтепродуктов на окраине г. Таллина (Эстония). Оно состоит из вскрывающей выработки (вертикальный ствол),

коллекторной и подходных выработок, вертикальных слепых стволов и горизонтальных выработок-емкостей (рис. 9.20).

Выработки-емкости, построенные Ленметростроем с применением немеханизированного щита, расположены в практически непроницаемых глинах лонтоваской свиты нижнего кембрия (аналог «синих» глин, в которых пройдена часть выработок Санкт-Петербургского метрополитена).

Вертикальный ствол диаметром 6 м закреплен чугунными тюбингами с чеканкой швов свинцом. В нем размещен лифтовый подъемник, лестничное отделение, вентиляционные трубы и электрокабели. Оголовок ствола выполнен из железобетона, к нему примыкают две патерны, в одной из которых размещены вентиляторы, в другой — установка пожаротушения.

Горизонтальная коллекторная выработка служит для доступа обслуживающего персонала через подходные выработки в насосные камеры

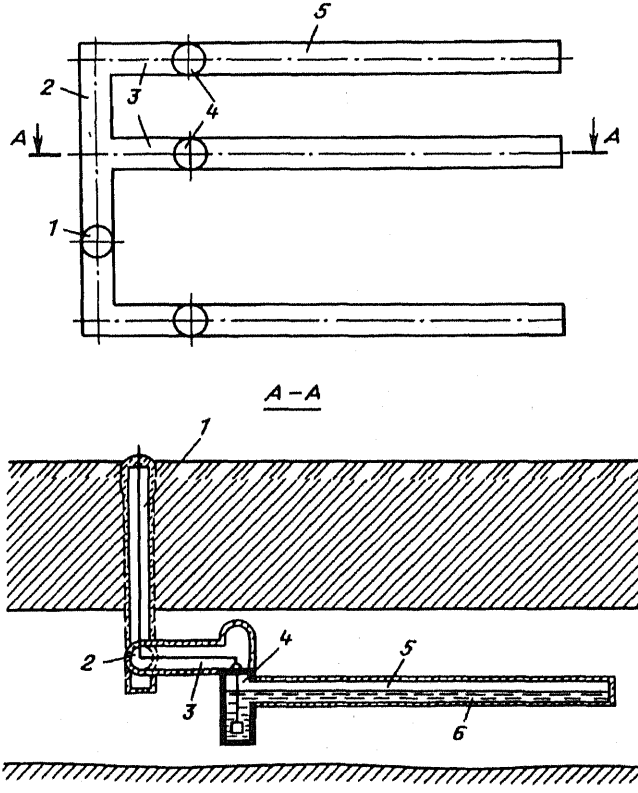


Рис. 9.20. Схема хранилища нефтепродуктов в неустойчивых непроницаемых породах: *1* — вертикальный ствол; *2* — коллекторная выработка; *3* — подходные выработки; *4* — слепые стволы; *5* — выработка-емкость; *6* — нефтепродукт

объекта, расположенные в слепых стволах. Насосы установлены на металлических перемычках, перекрывающих все сечение слепого ствола.

Выработки-емкости (непосредственно резервуары) находятся на более низком уровне: примерно на 10 м ниже, чем коллекторная и вспомогательные выработки. Они представляют собой протяженные тоннели, проведенные с небольшим уклоном (~0,002) в сторону слепых стволов. Вертикальная посадка сооружения такова, что максимальный уровень взлива продукта в резервуаре всегда ниже перемычки насосной камеры в слепых стволах.

Все горизонтальные выработки хранилища имеют круглое сечение и закреплены железобетонными тюбингами сечением 5,5 м^2 в свету. Тюбинги скреплены между собой болтами, а швы зачеканены расширяющимся цементом. Строительный зазор между тюбингами и вмещающей породой заполнен цементно-песчаным раствором. Крепь выработок предназначена для поддержания их в устойчивом состоянии и не является изоляцией для хранимого продукта. Герметичность выработок-емкостей обеспечивается их расположением в практически непроницаемой толще лонтоваских глин.

Хранилища в горных выработках отработанных месторождений. В настоящее время в мире известно около 20 таких подземных хранилищ. Они построены и эксплуатируются в России, США, Франции, Германии, ЮАР, Бельгии и Швеции. Герметичность приспособленных под хранилища выработок обеспечивается как фактической непроницаемостью вмещающих пород, так и подпором подземных вод на поверхность выработок. Примерами выработок отработанных месторождений в практически непроницаемых породах могут служить выработки в каменной и калийной солях, ангидритах, гипсах и вечномерзлых породах.

Опыт переоборудования таких выработок показывает, что наряду с геолого-гидрогеологическими условиями, обеспечивающими герметичность резервуара, определяющее влияние на выбор объекта оказывает его объемно-планировочное решение, которое обусловливает долговременную устойчивость выработок-емкостей и возможность нормальной эксплуатации хранилища. Отметим основные моменты объемно-планировочных решений, выявляющиеся при анализе фактического материала.

В подземные резервуары переоборудованы выработки только тех предприятий, где отработку полезного ископаемого выполняли по камерной или камерно-столбовой системе. Как правило, объект, созданный на базе таких выработок, является резервуаром для одного вида продукта.

Глубина заложения подземных резервуаров на базе существующих выработок колеблется в широких пределах — от первых десятков до сотен метров. При этом необходимым условием для выработок в породах с положительной температурой является их расположение ниже местного уровня подземных вод, а для выработок в вечномерзлых породах — ниже уровня сезонных колебаний температуры.

На всех известных объектах вскрывающими выработками являются вертикальные или наклонные стволы.

В качестве хранилищ используют системы выработок, расположенных как на одном уровне, так и в шахтных полях, имеющих пологое или крутое падение.

Размеры и форма поперечного сечения выработок-емкостей и целиков могут быть любыми, если, согласно расчетам, обеспечивается их долговременная устойчивость.

Особо следует остановиться на выработках в вечномерзлых породах. Здесь чрезвычайно важным фактором является тепловое влияние закачиваемого продукта на устойчивость выработанного пространства. В результате закачки продукта с температурой выше температуры окружающего массива происходит ослабление целиков, опускание кровли выработок и снижение полезного объема резервуара. Поэтому хранилища в уже существующих выработках, проведенных в вечномерзлых породах, считают временными (по данным практики, срок эксплуатации колеблется от 3 до 15 лет). Исходя из срока эксплуатации и параметров выработанного пространства посредством расчетов определяют регламент эксплуатации хранилища по температуре сливаемого продукта, производительности слива и пр. Размер междукамерных целиков, ширина выработки-емкости и их соотношение оказывают непосредственное влияние на длительную устойчивость выработок-емкостей. При выборе шахт для переоборудования следует стремиться к тому, чтобы ширина целика была не менее удвоенного радиуса теплового влияния выработки-емкости при заполнении ее топливом с максимально допустимой по регламенту эксплуатации температурой. В переоборудованных шахтах ширина междукамерных целиков колеблется от 2 до 22 м. Соответственно, больший срок эксплуатации имеют шахтные хранилища с бóльшей шириной междукамерных целиков, в меньшей степени поддающихся тепловому воздействию.

В целом опыт строительства и эксплуатации таких хранилищ показывает, что основные сложности возникают в результате нарушения теплового режима ледопородных выработок-емкостей, так как в большинство районов Крайнего Севера топливо доставляют летом с температурой 5—15 °С. Возможно охлаждение жидкого топлива непосредственно перед его сливом в подземный резервуар. Однако применение холодильных машин в условиях Крайнего Севера, как правило, экономически неоправданно, а прокачка поступающего на хранение теплого топлива по трубам, вмороженным в лед, позволяет понизить температуру топлива при сливе его в резервуар только в области положительных значений, что не дает возможность сохранить естественную температуру мерзлой породы в период эксплуатации хранилища.

В настоящее время в России имеется только опыт переоборудования и эксплуатации отработавших шахт в вечномерзлых породах. Под хранилища дизельного топлива переоборудованы несколько таких шахт по добыче золотоносных песков Полярнинского горно-обогатительного комбината. Все переоборудованные шахты расположены в пределах двух добычных участков, где отрабатывали пласты песков с практически горизонтальным залеганием, поэтому все подземные резервуары находятся

почти в одном уровне. Выработки пройдены в песчано-галечной толще вечномерзлых пород, мощность которой достигает 280 м, а температура пород на глубине заложения шахт составляет −7−8 °С.

Принятая технология отработки полезного ископаемого (отбойка породы буровзрывным способом, транспортирование ее к руддвору скреперными лебедками) обусловливает примерно одинаковую объемную планировку подземного пространства (размеры шахтных полей, число, конфигурацию и место расположения вскрывающих и вспомогательных выработок, геометрические размеры, взаимное расположение очистных выработок).

Шахтные поля вскрывают одним или двумя наклонными стволами. Полезное ископаемое отрабатывают камерами-лавами прямоугольного сечения длиной 50 м, высотой около 2 м, с пролетом от 12 до 28 м при ширине междукамерных целиков от 2 до 32 м, что объясняется стремлением к наиболее полному извлечению полезного ископаемого. По периметру шахтного поля проводят вентиляционные штреки площадью поперечного сечения 4 × 2 м. Вдоль всего шахтного поля, по его середине проводят скреперный штрек шириной 5−7 м. Очистные камеры относительно скреперного штрека располагают либо симметрично, либо в шахматном порядке. Расстояние от поверхности до почвы выработок колеблется от 20 до 27 м. Вспомогательными выработками являются вентиляционные шурфы, а также технологические и вентиляционные скважины, пройденные с поверхности земли на выработки.

Для переоборудования под хранилища выбирали шахты, поля которых не сбиты выработками. С точки зрения объемной планировки предпочтительными являются шахты с большей толщиной междукамерных целиков и меньшим пролетом очистных камер.

Каждая из переоборудованных шахт рассчитана на заполнение всего полезного объема топливом одного вида. В процессе переоборудования вносят следующие изменения в объемную планировку сооружения. Один из двух стволов погашают посредством установки перемычки в его нижней части с последующей засыпкой и промораживанием влажного грунта от перемычки до устья. Оставшийся ствол используют при эксплуатации для осмотра резервуара, при этом для предотвращения попадания в него талых вод осуществляют обвалование устья ствола и его герметизацию. С поверхности для доступа в ствол проходят смотровой шурф. В очистных выработках — будущих выработках-емкостях — устанавливают дополнительную крепь на ослабленных и вывалоопасных участках. Почву выработок планируют с уклоном к намеченному месту установки насосов.

Бóльшую часть вспомогательных выработок (шурфов и скважин) тампонируют ледогрунтовой смесью. Оставляют один шурф, через который осуществляют отбор топлива насосами, и несколько скважин, предназначенных для слива топлива в резервуар. Расположение сливных скважин может быть различным, однако, как правило, они удалены от насосов выдачи топлива.

По разработанной технологии построено и введено в эксплуатацию в Магаданской области семь подземных резервуаров общим объемом 220 тыс. м^3 (табл. 9.2).

Таблица 9.2

№ шахты	Объем резервуара, тыс. м³	Годы строительства		Расстояние от поверхности до почвы выработок, м	Породы, вмещающие выработки-емкости
		начало	окончание		
10	20	1970	1971	25	Песчано-супесчаные отложения с включениями гравия и гальки
40	33	1976	1977	20,5	Песчано-гравийно-галечные отложения с глинистыми примазками и щебнем коренных пород
68	35	1985	1986	24	
107	24	1977	1978	20	
163	23	1979	1980	21,5	
199	50	1982	1983	24	
237-бис	35	1988	1989	27	

Примечание. Форма кровли выработок — плоская; температура пород — минус 7–8 °С.

Для иллюстрации рассмотрим техническую характеристику и условия сооружения подземного хранилища на базе шахты № 163, горный отвод которой находится в окружении отработанных шахтных полей и полей, предназначенных к отработке в последующие годы. Мощность пород (глубина залегания кровли выработок) — 21 м, выемочная мощность полезного ископаемого — от 1,8 до 2,2 м. Породы кровли и пласта полезного ископаемого представлены вечномерзлыми аллювиальными и морскими отложениями. Верхние слои сложены илистольдистым материалом с включением обломочных пород, нижележащие слои — разнозернистыми песчано-супесчаными отложениями с включением гальки и гравия.

Шахтное поле шахты № 163 вскрыто одним наклонным стволом, пройденным под углом 16°. Размеры шахтного поля — 220 × 590 м. Пролеты (ширина) камер достигают 20 м (рис. 9.21). Проходку горных выработок вели с применением буровзрывных работ. Уборку породы и полезного ископаемого из забоев и транспортирование по горизонтальным выработкам осуществляли с помощью скреперных лебедок типа ЛС-100-2с, 55ЛС-2с и 30ЛС-2с. Подъем породы и полезного ископаемого на земную поверхность выполняли с использованием ленточного конвейера. В отработанном пространстве шахты № 163 установлено кустовое крепление из деревянных стоек (три стойки в каждом кусте) по сетке 5 × 5 м.

Вскрывающими выработками, кроме наклонного ствола, являются три технологические скважины, обсаженные трубами диаметром 500 мм, в которых установлены два погружных насоса 12НА-9 × 4 и один уровнемер УДУ-5, а также технологические скважины, обсаженные трубами диаметром 219 мм, для слива топлива в выработки-емкости.

Наземный комплекс хранилища позволяет выполнять замер и регистрацию необходимых технологических параметров, учет топлива и ре-

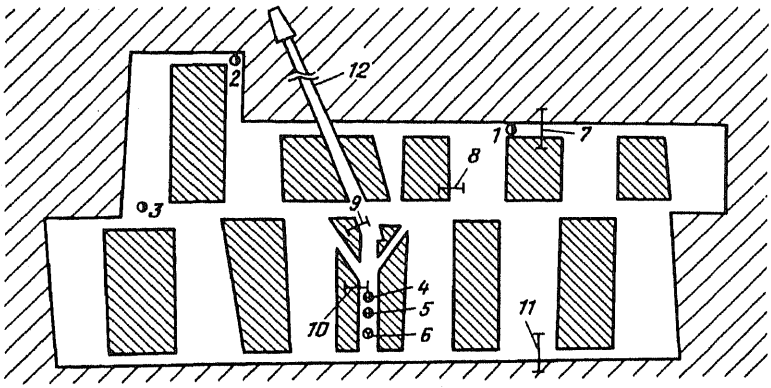


Рис. 9.21. План расположения выработок-емкостей шахты № 163:
1, 2 и *3* — технологические скважины для слива нефтепродуктов; *4*, *5* и *6* — технологические колодцы, в которых установлены погружные насосы и уровнемер; *7*, *8*, *9*, *10* и *11* — участки установки датчиков для замера температуры; *12* — наклонный ствол

гулирование скорости его слива в подземные резервуары. Производительность слива топлива в подземные резервуары не превышает 200 м^3/ч, отбор продукта осуществляют с производительностью до 40 м^3/ч.

После отработки полей шахты № 163, выполнения необходимого комплекса горнопроходческих работ, а также герметизации вскрывающих выработок выработки-емкости заполняли водой для создания ледяной облицовки. Воду с температурой, не превышающей +0,5 °С, закачивали в шахту через две технологические скважины, а после намораживания ледяной облицовки отбирали через наклонный ствол. Время закачки и отбора воды составило 9 суток, время нахождения шахты в затопленном состоянии — 11 суток. Среднюю толщину ледяной облицовки определяли по объему воды, вытесненному в наклонный ствол, ее толщину на отдельных участках — по показаниям мерзлотомеров. Средняя скорость перемещения границы фазового перехода воды в лед была равна 6 мм в сутки. Посредством выборочного бурения было установлено, что средняя толщина ледяной облицовки в выработках составляла на почве 75, на стенках — 120 и на кровле — 70 мм.

В процессе заполнения выработок водой, намораживания ледяной облицовки и последующего восстановления теплового режима вечномерзлых пород, а также при эксплуатации подземного резервуара осуществляли систематические измерения температуры.

Для исследования теплового режима резервуара использовали термисторы, термометры сопротивления и хромель-копелевые термопары, а также мерзлотомеры, применявшиеся для контроля скорости намораживания ледяной облицовки в выработках.

Инструментальными наблюдениями установлено, что в первые сутки после заполнения выработок водой температура вечномерзлых пород на глубине 0,1 м от контура выработок повысилась в почве от −7,8 до

−1,4 °С, в боковой стенке — от −7,2 до −1,6 °С и в кровле от −7,8 до +0,3 °С.

Анализ результатов дальнейших наблюдений за тепловым режимом подземного резервуара после намораживания ледяной облицовки показал, что восстановление естественного температурного поля происходит крайне медленно. Так, перед заливом топлива в резервуар (через 29 дней после намораживания ледяной облицовки) температура вечномерзлых пород была на 3,2−4,0 °С выше ее естественного значения. Именно поэтому максимальная тепловая нагрузка на вечномерзлые породы, вмещающие выработки-емкости, приходится на период первого их заполнения нефтепродуктом. Это обусловлено тем, что в течение короткого летнего сезона выработки-емкости отепляют дважды.

Качественная картина изменения температуры вечномерзлых пород в процессе заполнения резервуара топливом с допустимой тепловой нагрузкой (т.е. нагрузкой, не приводящей к оттаиванию породы) и его хранения при естественной начальной температуре породы изображена на рис. 9.22. Распределение температур в массиве вечномерзлых пород подчиняется экспоненциальному закону, максимальное значение температуры устанавливается на контуре выработок в период заполнения хранилища топливом. По окончании заполнения радиус теплового влияния продолжает увеличиваться, а градиент температуры уменьшается, т.е. происходит выравнивание температуры вечномерзлых пород и топлива. Многолетние наблюдения показывают, что при сливе жидкого топлива даже с небольшой положительной температурой (2−5 °С) за годовой цикл хранения естественная температура мерзлых пород без проведения искусственных мероприятий не восстанавливается. При каждом очередном заполнении хранилища топливом с положительной температурой радиус теплового влияния продолжает увеличиваться, и температура мерзлых пород повышается, что ведет к потере устойчивости выработок.

Примером частичного использования выработок отработанных месторождений для создания подземных хранилищ может служить проект использования стволов угольных шахт Подмосковного угольного бассей-

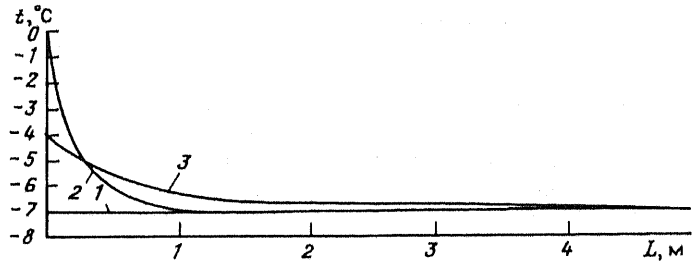


Рис. 9.22. Характеристика распределения температур t °С в массивах вечномерзлых пород, вмещающих выработки-емкости, на разных стадиях заполнения их нефтепродуктом:

1 — перед первым заполнением; *2* — в период заполнения; *3* — перед очередным заполнением; L — расстояние от контура выработки в глубь массива пород

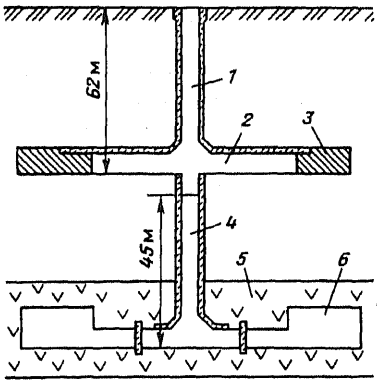


Рис. 9.23. Схема подземного хранилища, предусматривающая частичное использование выработок угольной шахты:
1 и *2* — существующие ствол и выработки шахты; *3* — пласт угля; *4* — проектируемая часть ствола; *5* — пласт гипса; *6* — проектируемая выработка-емкость

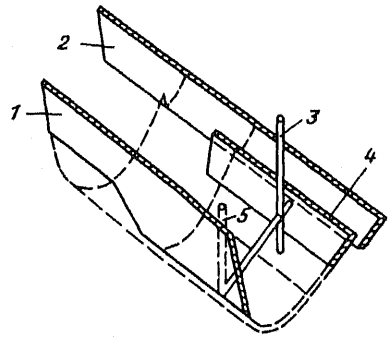


Рис. 9.24. Схема отработки месторождения Мэй-Сюр-Орн:
1 — северное крыло (разрабатываемый пласт); *2* — южное крыло (разрабатываемый пласт); *3* — центральный ствол; *4* — разрабатываемый пласт южного крыла; *5* — вспомогательный ствол

на (рис. 9.23). Здесь на значительной площади ниже отрабатываемого пласта угля залегает пласт практически непроницаемых гипсов. Использование выработок, оставшихся после выемки угля, не представляется возможным в связи с их негерметичностью. Для создания хранилища в пласте гипса требуется углубка существующего ствола угольной шахты на 45 м и строительство выработок-емкостей в толще гипса. Технологическое оборудование хранилища обеспечивает прием, хранение, выдачу и отбор продуктов. Промышленная площадка хранилища располагается на территории шахты. Генеральный план поверхности подземного хранилища решен с учетом использования существующих зданий и сооружений шахты практически без переоборудования, например административно-хозяйственного комбината, котельной, надшахтного здания, склада, подъездных железнодорожных путей, подстанции и т.п. Для обеспечения нормальной эксплуатации хранилища дополнительно потребовалось предусмотреть железнодорожную сливоналивную эстакаду, здания приточно-вытяжной вентиляции с калориферной установкой и установку углекислотного пожаротушения и лабораторию. Даже такое частичное использование горных выработок и наземных зданий и сооружений горнодобывающих предприятий приносит значительный экономический эффект.

Примером создания объекта на базе существующих выработок с притоком подземных вод может служить одно из наиболее интересных и сложных в техническом отношении решений — переоборудование железорудной шахты Мэй-Сюр-Орн во Франции в подземное хранилище дизельного топлива.

Выработки отработанного месторождения располагаются в двух крыльях синклинали — северном и южном (рис. 9.24). Размеры отработанного шахтного поля составляют в северном крыле синклинали — длина 3500 м, глубина 350 м; в южном крыле — длина 6000 м, глубина 350 м. Руду разрабатывали по камерно-столбовой системе, после которой сохранилась весьма нерегулярная система целиков. Кровля выработок представлена глинистыми сланцами, почва — песчаником. Общий объем проведенных выработок, которые были отведены под хранилище, составляет около 5 млн м^3. Вскрытие осуществлено двумя вертикальными стволами.

Переоборудование шахты было выполнено после детальных исследований, в результате которых установлены удовлетворительная устойчивость выработок, низкая проницаемость вмещающих пород и достаточный гидростатический напор подземных вод.

Устойчивость выработок определяли как посредством наблюдений за сдвижениями породы в отдельных местах в шахте, так и по результатам лабораторных испытаний пород с использованием вычислительной техники. Было установлено, что тектонические напряжения в синклинали обусловливают горизонтальные напряжения в окружающих породах более высокие, чем вертикальные. Эти горизонтальные напряжения распределяются в междукамерных целиках, тогда как столбчатые целики в самих камерах-выработках служат только для предотвращения деформаций их кровли. В основной кровле шахты, представляющей 20-метровую толщу переслаивающихся песчаников и глинистых сланцев, после отбойки руды происходило отслаивание нижних пропластков до полного перераспределения напряжений в массиве вмещающих пород.

Для изучения гидрогеологических условий основного массива, в толще которого проведены выработки, и проницаемых вышележащих отложений было пробурено 45 скважин, расположенных по сетке во всех частях шахтного поля. Необходимо отметить, что подземное хранилище для жидких продуктов взаимосвязано с гидрогеологическим равновесием целого региона, поэтому требует строгого надзора и контроля за его эксплуатацией.

В результате проведенных исследований были определены и выполнены следующие основные работы по переоборудованию шахты под хранилище: усилены существующие и созданы дополнительные целики; изолированы слабоустойчивые зоны пород в местах вывалов, при этом было использовано 80 тыс. м^3 бетона; для предотвращения возможных сдвижений пород в зоне двух крупных вывалов было уложено 120 тыс. м^3 бетона на расширяющемся цементе.

С целью длительного сохранения герметичности хранилища и обеспечения стабильности напряжений во вмещающих породах, вызываемых изменяющимся внутренним давлением заливаемого и откачиваемого дизельного топлива, была предусмотрена эксплуатация хранилища при постоянном его уровне. Постоянный уровень топлива обеспечивается путем добавления или откачки воды (рис. 9.25). При этом способе эксплуатации хранилища необходимо наличие объема воды, эквивалентного объему сезонного расхода нефтепродукта.

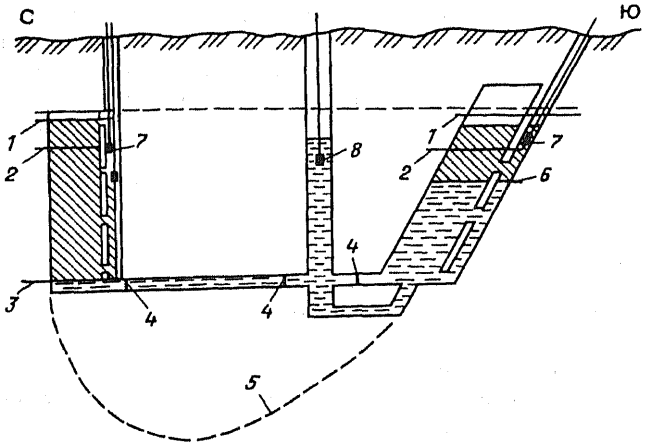


Рис. 9.25. Схематический разрез подземного хранилища Мэй-Сюр-Орн:
1 — максимальный уровень взлива нефтепродукта; *2* — максимальный уровень воды; *3* — минимальный уровень границы раздела воды и нефтепродукта; *4* — перемычки; *5* — граница пласта; *6* — граница раздела нефтепродукта и воды, перемещающаяся при заполнении и опорожнении хранилища; *7* — насосы для нефтепродуктов; *8* — насос для воды

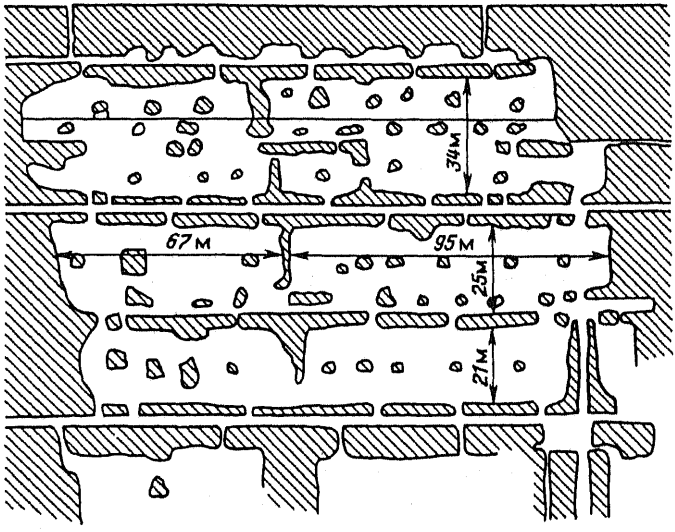


Рис. 9.26. План участка шахты Мэй-Сюр-Орн:
незаштрихованная область — зона с бессистемным расположением внутрикамерных целиков; штриховкой показаны неотработанные участки месторождения

Предэксплуатационные испытания были проведены сначала в северном крыле шахты, в котором после первичного заполнения части выработок водой провели частичное (1,3 млн м^3) замещение воды дизельным топливом и его пробное хранение. Во время этих испытаний контролировали объем воды и дизельного топлива, изменение внутреннего давления (воды и топлива), уровень и плотность топлива, напряжения во вмещающих породах на разных глубинах при различных уровнях топлива и воды, уровень воды в наблюдательных скважинах, физико-химический состав воды для определения содержания в ней возможных следов нефтепродукта. Кроме того, анализировали результаты сейсмического контроля.

В процессе испытаний было установлено, что управление режимом эксплуатации хранилища существенно усложняется из-за неправильной формы выработок и бессистемного расположения существовавших на шахте перемычек и целиков (рис. 9.26), обусловивших образование различного рода «ловушек» топлива.

Для сохранения максимальной герметичности хранилища при раскрытии трещин во вмещающих породах под действием снижения внутреннего давления в выработках-емкостях потребовалось ограничить скорость падения внутреннего давления до минимального значения при откачке дизельного топлива. Эта скорость была установлена экспериментально равной 0,001 МПа в сутки.

ГЛАВА 10
СТРОИТЕЛЬСТВО БЕСШАХТНЫХ ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ В КАМЕННОЙ СОЛИ

10.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ И УСЛОВИЯ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

В практике подземного хранения наибольшее распространение получили бесшахтные подземные хранилища (ПХ) в отложениях каменной соли. Их используют для различных целей, в том числе для размещения стратегических запасов сырой нефти и светлых нефтепродуктов, в качестве товарно-сырьевых баз для нефтехимического и химического производства, для создания пиковых и аварийных хранилищ природного газа. В подземных резервуарах (ПР) в каменной соли может храниться практически вся гамма жидких и газообразных углеводородных продуктов. Перспективно использование подземных резервуаров в каменной соли в качестве технологических аппаратов для подготовки нефти и газа. ПХ могут быть также использованы для хранения гелия, азота и других газов, для захоронения или депонирования промышленных отходов. Классифика-

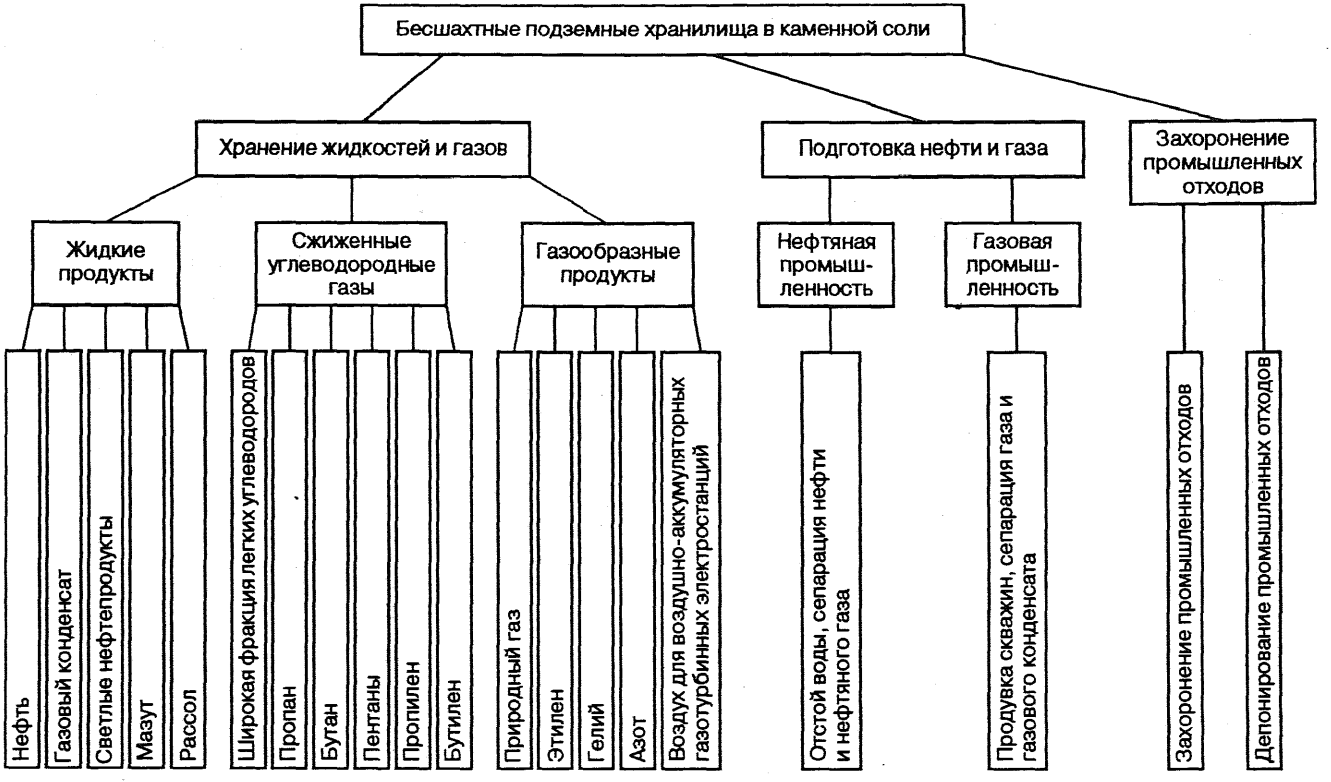


Рис. 10.1. Классификация подземных хранилищ по назначению и видам хранимых продуктов

ция подземных резервуаров в каменной соли по назначению и видам хранимых продуктов приведена на рис. 10.1.

Идея строительства подземных хранилищ углеводородов в каменной соли была впервые сформулирована в период первой мировой войны в Германии, однако соответствующая технология разработана только в 40-х годах в Канаде. В Европе первые подземные хранилища в каменной соли (сначала сжиженного газа, а затем и природного) вступили в эксплуатацию в начале 50-х годов во Франции, Великобритании, Германии и других странах.

В отличие от подземных хранилищ шахтного типа, возводимых горнопроходческим способом, бесшахтные подземные резервуары строят методом подземного растворения каменной соли через буровые скважины. Бесшахтный подземный резервуар состоит из *выработки-емкости*, используемой для размещения хранимого продукта, и *эксплуатационной скважины*, оборудованной для закачки и выдачи продукта. Выработка-емкость имеет, как правило, симметричную форму и сводчатую кровлю, причем осью симметрии является скважина. Выработки-емкости имеют пролет до 80 м, высоту до нескольких сотен метров и вместимость от десятков тысяч до миллиона кубометров. Подземные резервуары могут иметь одну или несколько эксплуатационных скважин, в которых размещают колонны труб, используемые сначала для сооружения, а затем для эксплуатации резервуаров.

Широкое применение бесшахтных подземных хранилищ в каменной соли обусловлено в первую очередь физическими, физико-химическими и химическими свойствами каменной соли как горной породы, вмещающей выработку-емкость. Способность каменной соли к растворению пресной или слабоминерализованной водой делает возможным применение дешевой, безопасной и эффективной скважинной гидротехнологии для сооружения выработки. Извлекаемый при сооружении подземного резервуара концентрированный раствор хлорида натрия является ценным химическим сырьем, практически готовым к утилизации. Химическая инертность каменной соли по отношению к углеводородам в совокупности с отсутствием кислорода и стабильностью температуры и давления обеспечивают сохранение качества товарных углеводородных продуктов. В выработках-емкостях ПХ в каменной соли появившиеся по той или иной причине трещины способны самозалечиваться вследствие вязкопластических деформаций соли, что обеспечивает практическую непроницаемость соляных массивов и герметичность подземных резервуаров. Технология сооружения бесшахтных резервуаров не допускает их крепления, поэтому для обеспечения устойчивости при больших глубинах заложения выработки-емкости эксплуатируют под избыточным давлением, что является достоинством при хранении углеводородных продуктов. Подземные хранилища в каменной соли идеально подходят для хранения таких углеводородов, как бутан, пропан, пропилен, бутилен и другие, которые в термобарических условиях подземного резервуара способны находиться в сжиженном состоянии. Хранение природного и иных газов под высоким давлением обеспечивает высокую

Таблица 10.1

Мощность соляного тела, м	Число месторождений при глубине залегания кровли соли, м				Всего месторождений
	до 250	251–750	751–1000	более 1000	
	и температуре, °С				
	7–27	10–31	17–32	18–42	
До 30	4	11	5	1	21
31–60	6	14	9	3	32
61–150	8	22	1	1	32
151–300	10	9	2	4	25
Более 300	16	62	23	9	110

эффективность использования геометрического объема выработок-емкостей.

Подземные резервуары в каменной соли строят в соляных залежах всех морфологических типов и различного возраста (от кембрия до неогена). В табл. 10.1 приведены сведения о глубинах залегания и мощностях соляных отложений в странах СНГ.

С точки зрения технологии строительства большое значение имеют *состав соленосных отложений, глубина их залегания* и *температура пород*. Так, серьезные трудности возникают при наличии в разрезе калийных солей, отличающихся высокой скоростью растворения, что имеет место в Печоро-Камском, Предкарпатском и многих других бассейнах. Содержание нерастворимых включений в каменной соли меняется также в широком диапазоне даже в пределах одного месторождения (например, в том же Печоро-Камском бассейне). Содержание нерастворимых включений в каменной соли, принятое по данным мирового опыта, не должно превышать 35%.

Все существующие в мире подземные резервуары расположены в соляных толщах, залегающих, как правило, в диапазоне глубин 300–1400 м. Теоретические расчеты показывают, что максимально возможная глубина заложения подземных резервуаров (с точки зрения обеспечения их устойчивости) не превышает 3000 м. При создании резервуаров малой вместимости, когда их высота не превышает 10 м, минимально допустимая мощность соляной залежи составляет 20 м.

Важным аспектом при выборе площадок строительства ПХ в каменной соли является наличие *источников водоснабжения* для подачи воды при создании выработок-емкостей и *условий удаления* образующегося при строительстве *рассола*. Для водообеспечения используют слабоминерализованные промышленные стоки или осуществляют водозабор из поверхностных водоемов и водотоков. В ряде случаев используют водозабор из подземных вод, в том числе минерализованных.

Технология создания подземных резервуаров в каменной соли связана с необходимостью утилизации большого количества строительного рассола. При создании 1 м^3 геометрического объема выработки-емкости

образуется 8—10 м³ рассола. В практике России, как правило, строительный рассол закачивают в недра или в глубокие поглощающие водоносные горизонты либо используют при заводнении нефтяных и газовых месторождений, если они есть в районе строительства.

10.2. ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ

При проектировании подземных хранилищ в каменной соли основными *технологическими параметрами*, определяющими их объемно-планировочные схемы, являются: назначение резервуарного парка, номенклатура хранимых продуктов, требуемая вместимость, диапазон изменения эксплуатационного давления в подземных резервуарах, производительности закачки и выдачи хранимых продуктов, схема эксплуатации, возможные производительности систем водоснабжения и утилизации рассола.

Основными *горно-геологическими факторами*, влияющими на выбор проектных решений, являются: мощность пласта каменной соли, в котором возможно сооружение подземных резервуаров, глубина расположения соляного тела и связанное с глубиной его напряженно-деформированное состояние, тип соляной структуры, ее неоднородность и анизотропия, химический состав солей в интервале заложения подземных резервуаров, наличие пропластков нерастворимых пород и рассеянных нерастворимых включений, а также проницаемых или ослабленных зон выше и ниже интервала заложения ПР. Значимым может также оказаться наличие соседних горно-добывающих предприятий и наземных объектов или сооружений в пределах зоны влияния подземного комплекса ПХ.

В зависимости от назначения подземного хранилища и номенклатуры хранимых продуктов следует учитывать, что в хранилище, предназначенном для пикового, аварийного или стратегического резервирования, предусматривают не менее двух резервуаров для одного продукта, а при использовании ПХ в технологическом цикле совместно с наземными резервуарами допускается наличие одного резервуара для каждого продукта.

Вместимость единичного резервуара тесно связана с горно-геологическими условиями. С целью удешевления хранилища целесообразно сооружать ПР максимального единичного объема. В то же время размеры выработки-емкости ограничиваются предельным пролетом, определяемым на основании расчета ее устойчивости с учетом диапазона изменений эксплуатационного давления в резервуаре. Кроме того, геометрические размеры выработок-емкостей зависят от обязательного наличия целиков в кровле и почве выработок, а также между соседними резервуарами.

Производительности закачки и выдачи хранимого продукта влияют на диаметр обсадных и подвесных колонн эксплуатационных скважин. В некоторых случаях для обеспечения высоких темпов закачки (отбора) требуется сооружение двух или даже трех скважин на один резервуар. При этом следует учитывать, что возможна одновременная закачка или выдача из нескольких резервуаров.

Производительности подачи воды и утилизации рассола ограничивают темпы растворения соли и соответственно темпы прироста объема выработки. При высоких производительностях возможно одновременное создание группы резервуаров.

Чем больше мощность соляного тела, тем бóльшую вместимость могут иметь единичные подземные резервуары. При большой мощности возможно многоярусное расположение резервуаров, а также сооружение на одной скважине двух резервуаров гирляндного типа.

При увеличении глубины заложения растут нагрузки на массив соли в окрестности подземных резервуаров. С их увеличением для поддержания устойчивости резервуара следует уменьшить пролет выработки-емкости или увеличить минимальное эксплуатационное давление в резервуаре.

Тип соляной структуры и связанные с этим неоднородность и анизотропия проявляются следующим образом. При пластовом залегании каменная соль и вышележащие породы характеризуются спокойным залеганием и практически изотропны в горизонтальной плоскости. При расположении резервуаров в соляных куполах, штоках и подобных структурах существенно проявляется неоднородность и анизотропия массива. Вследствие этого при расчетах следует увеличить коэффициент запаса на асимметричность выработки-емкости при определении минимального расстояния между подземными резервуарами, а также уменьшить коэффициент надежности по нагрузке при определении максимально допустимого давления в резервуаре.

Химический состав каменной соли имеет существенное значение при передаче рассола в качестве химического сырья для переработки. Для получения рассола требуемого состава может возникнуть необходимость послойного растворения соли таким образом, чтобы состав получаемого кондиционного рассола не выходил за допустимые пределы.

Наличие пропластков нерастворимых пород в интервале заложения подземных резервуаров может существенно осложнить процесс их сооружения и последующую эксплуатацию. Для предотвращения негативного влияния пропластков (осложнение при растворении соли в процессе строительства и обрушение их при эксплуатации) необходимо предусматривать специальные мероприятия по их разупрочнению и обрушению в процессе строительства.

Наличие нерастворимых включений, выпадающих на дно выработки-емкости во время ее сооружения, приводит к потере полезной вместимости резервуара и увеличению капитальных затрат. В то же время при выносе большого количества тонких фракций нерастворимых включений рассолом возникает проблема его очистки, которая особенно актуальна в случае необходимости захоронения строительного рассола.

Проницаемые пропластки и ослабленные зоны в кровле и подошве соляного тела требуют наличия целиков, необходимых для обеспечения устойчивости и герметичности подземных резервуаров.

Из вышеизложенного следует, что при проектировании подземных хранилищ следует одновременно учитывать всю совокупность технологических и горно-геологических факторов.

Взаимное расположение подземных резервуаров зависит в основном от размеров и формы соляного тела. Принципиальные объемно-планировочные схемы подземных хранилищ приведены на рис. 10.2. Вертикальные ПР располагают на одном уровне, как правило, в условиях пластового залегания каменной соли (см. рис. 10.2, *а*). В соляных куполах и других структурах большой мощности обычно располагают вертикальные резервуары на разных уровнях (см. рис. 10.2, *б*). Такое расположение резервуаров позволяет сделать ПХ более компактным, сократить земельный отвод и учесть индивидуальные требования по величине эксплуатационного давления для различных продуктов. Двухъярусное расположение ПР на одной вертикальной скважине (см. рис. 10.2, *в*) может применяться при большой мощности соляного тела или при наличии в разрезе двух соляных пластов, разделенных нерастворимыми породами. При этом нижнюю выработку-емкость можно использовать для хранения жидких углеводородов или сжиженного газа, а верхнюю — в качестве рассолохранилища. В таком случае вытеснение хранимого продукта производят перепуском рассола под действием собственного веса в нижнюю

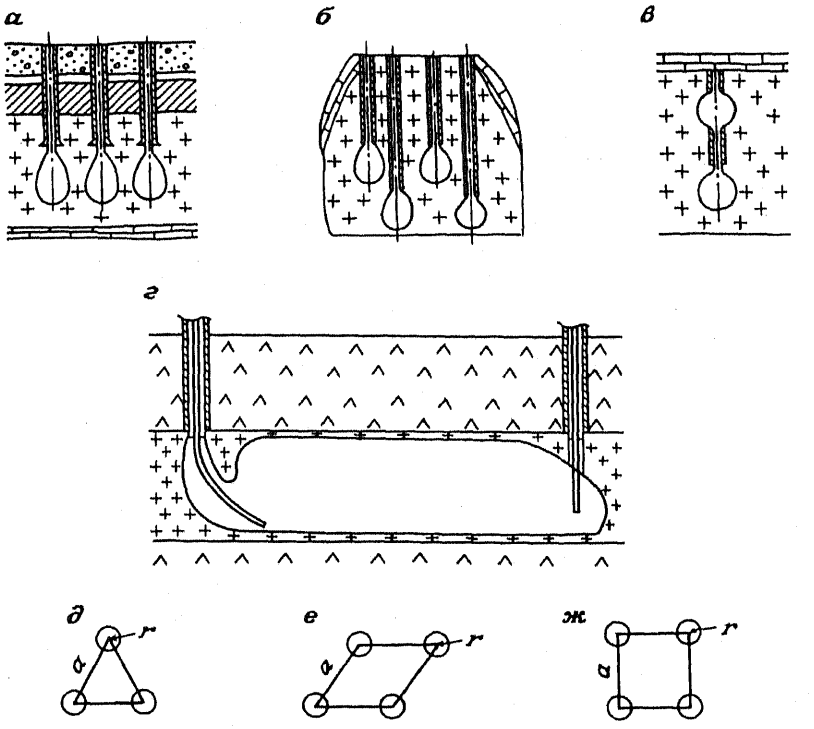


Рис. 10.2. Принципиальные объемно-планировочные схемы бесшахтных резервуаров каменной соли (*а*–*г*) и планы расположения выработок-емкостей по треугольной (*д*), ромбический (*е*) и квадратной (*ж*) сеткам

выработку. Выработки-емкости тоннельного типа (см. рис. 10.2, *г*) применяют на маломощных пластах каменной соли, когда выработка-емкость вертикального типа может иметь лишь малую вместимость, что резко ухудшает технико-экономические показатели ПХ.

Расположение выработок-емкостей в плане (см. рис. 10.2, *д—ж*) осуществляют исходя из местных условий, удобства прокладки коммуникаций и т.п. При этом обязательно наличие барьерных целиков между ПР и соседними горнодобывающими предприятиями, а также целиков между подземными резервуарами.

В мощных соляных залежах расстояние между устьями скважин допускается уменьшать за счет двух- или многоярусного расположения выработок-емкостей.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ СХЕМЫ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

Технологические схемы строительства подземных резервуаров в каменной соли основаны на принципе циркуляционного воздействия воды на растворяемую поверхность соли. Определяющим фактором интенсивности процесса массообмена в выработке в период ее строительства является *коэффициент скорости растворения* каменной соли. Его величина зависит от физико-химических свойств растворяемого вещества (коэффициента диффузии), свойств растворителя (вязкости, температуры, концентрационного напора), скорости движения растворителя (производительности его подачи и скорости движения вследствие естественной и вынужденной конвекции) и геометрии растворяемой поверхности. Одним из важных факторов, влияющих на скорость растворения соли, является *угол наклона растворяющейся поверхности к горизонту*. В частности, горизонтальная потолочина выработки растворяется значительно быстрее, чем боковые стенки. В реальных условиях концентрация жидкости неодинакова по высоте и максимальна в нижней части выработки. При неконтролируемом растворении выработка может приобрести форму усеченного конуса с развитой потолочиной, неустойчивой к проявлениям горного давления при определенной площади ее обнажения.

Для создания выработки-емкости заданной формы и размеров процессом растворения управляют путем закачки в нее нерастворителя в сочетании с различными вариантами расположения по высоте уровней ввода воды и отбора рассола. Нерастворитель служит для изоляции потолочины и других участков поверхности каменной соли в верхней части выработки, растворение которых на данном этапе сооружения нежелательно. В качестве нерастворителя используют газы или жидкости с удельным весом, меньшим чем у воды, инертные по отношению к каменной соли, практически не растворимые в воде, стоимость которых относительно невелика. В качестве жидкого нерастворителя обычно используются нефтепродукты, а газообразного — воздух, природный или инертный газ. Растворяемая поверхность соли ниже уровня нерастворителя называется *активной поверхностью*. Часть выработки-емкости,

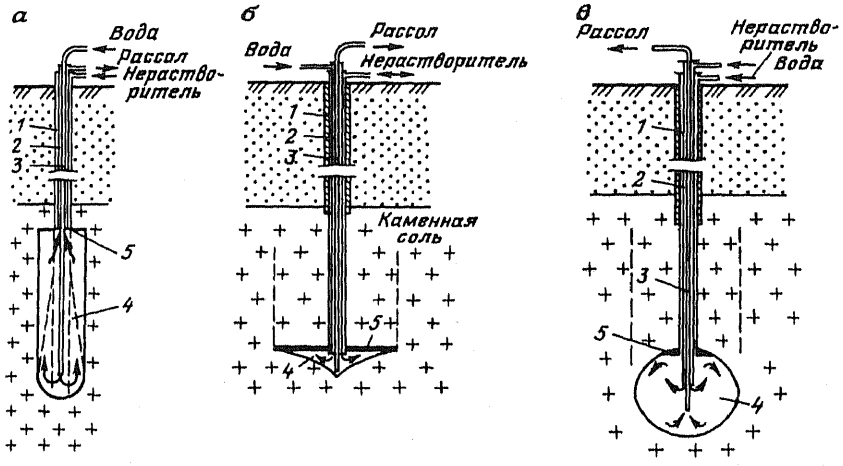


Рис. 10.3. Схемы основных технических режимов подачи растворителя:
1 — обсадная колонна; *2, 3* — соответственно внешняя и центральная подвесные колонны труб; *4* — выработка-емкость; *5* — нерастворитель

которая расположена ниже башмака центральной подвесной колонны, заполнена насыщенным рассолом. Она практически не участвует в массообменных процессах и называется *зоной консервации.*

Существуют два основных режима подачи растворителя в скважину: *прямоточный* (рис. 10.3, *а*), при котором растворитель (воду) подают по центральной подвесной колонне труб, а рассол отбирают по межтрубному пространству подвесных колонн, и *противоточный* (см. рис. 10.3, *б*), когда вода поступает в скважину по межтрубному пространству внешней и центральной подвесных колонн, а рассол выдают по центральной колонне.

Прямоточный режим способствует максимальному принудительному перемешиванию жидкости в выработке. При его использовании рост выработки по высоте наиболее равномерен. Недостатком прямоточного режима является невысокая концентрация выдаваемого из выработки рассола.

Противоточный режим эффективен для выноса из выработки рассеянных нерастворимых включений. Его применение обеспечивает получение рассола максимальной концентрации. Недостатком этого режима является увеличенное растворение верхней части выработки.

Кроме того, выделяют режим так называемого «*сближенного противотока*» (см. рис. 10.3, *в*), представляющий собой противоток с подачей растворителя в нижнюю часть создаваемого интервала выработки, невысоко над башмаком центральной подвесной колонны. Применение сближенного противотока сочетает в себе достоинства двух других режимов и позволяет получать концентрированный рассол при равномерном развитии выработки по высоте.

В настоящее время освоены следующие технологии создания подземных резервуаров:

• *послойная.* Применяется обычно при ограниченной мощности пласта и для получения рассола высокой концентрации. Растворение массива каменной соли осуществляют ступенями снизу вверх при подаче воды в зону кровли выработки и противоточном отборе рассола в ее нижней части с перемещением внешней рабочей колонны на каждом этапе (рис. 10.4). При наличии мощной толщи каменной соли используют сближенный противоток;

• *с накоплением нерастворителя.* Эту технологию применяют при сооружении резервуаров в пластах каменной соли различной мощности. Растворение каменной соли осуществляют сверху вниз без перемещения внешней рабочей колонны на сближенном противотоке с постепенным накоплением нерастворителя в верхней части выработки-емкости (рис. 10.5). На первом этапе (см. рис. 10.5, *а*) предусматривается создание первоначальной прямоточной выработки в чистой соли (в загрязненной создают гидровруб). Второй этап (см. рис. 10.5, *б*) заключается в ступенчатой *I* и бесступенчатой *II* подкачках нерастворителя. Технология позволяет формировать потолочину выработки заданной формы;

• *комбинированная*, при которой нижнюю часть выработки создают по послойной технологии, а верхнюю — по технологии с накоплени-

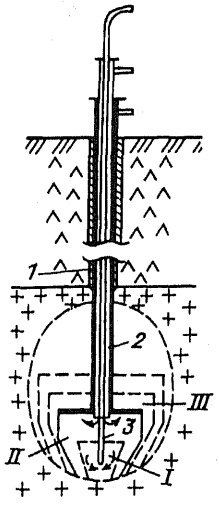


Рис. 10.4. Схема сооружения подземной выработки-емкости ступенями снизу вверх:
1 — обсадная колонна труб; *2, 3* — соответственно внешняя и центральная подвесные колонны труб; *I, II, III* — ступени

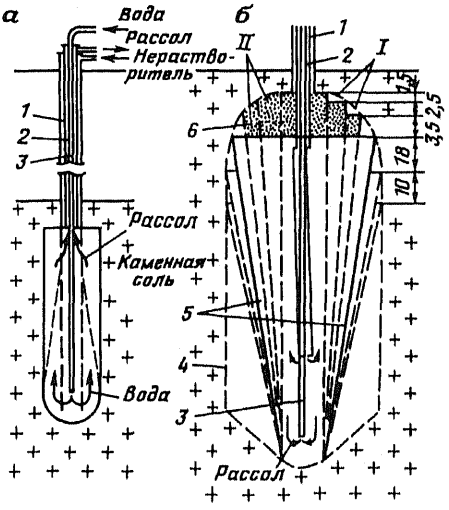


Рис. 10.5. Схема сооружения подземной выработки-емкости сверху вниз:
1, 2, 3 — соответственно обсадная, внешняя и центральная колонны труб; *4* — проектный контур; *5* — ступень; *6* — нерастворитель; размеры на рисунке приведены в метрах

ем нерастворителя (рис. 10.6). Технология позволяет надежно формировать выработку-емкость проектных размеров и получать высококонцентрированный рассол;

• *с применением энергии затопленных струй* — разновидность прямоточного режима. При этом растворитель подают в выработку с помощью специальных насадок, формирующих струи заданной геометрии и обеспечивающих турбулизацию потока жидкости в нижней части выработки. Технология позволяет сократить сроки строительства, количество нерастворителя и число операций спуска-подъема рабочих колонн. Применяется при сооружении выработок-емкостей сравнительно небольшого объема.

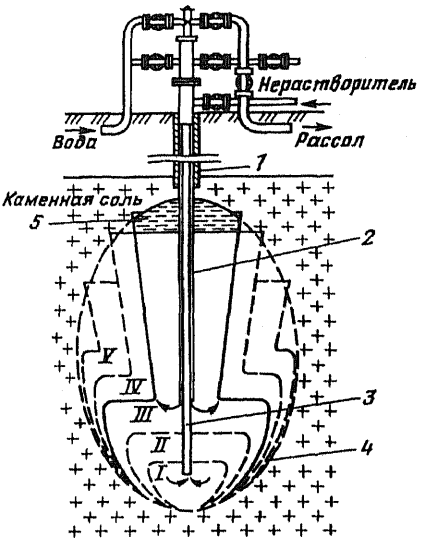


Рис. 10.6. Схема комбинированного метода сооружения подземной выработки-емкости: *1* — обсадная колонна труб; *2*, *3* — соответственно внешняя и центральная подвесные колонны; *4* — контур проектной выработки-емкости; *5* — нерастворитель; *I*, *II*, *III*, *IV*, *V* — ступени

При проектировании регламента сооружения выработки-емкости следует исходить из следующего.

Выбор технологической схемы сооружения зависит от геологического строения отрабатываемого интервала каменной соли, а также назначения подземного хранилища. Так, например, применение технологий с накоплением нерастворителя или комбинированной целесообразно при создании стратегических резервов, когда строительство совмещается с хранением, ввод хранилища в эксплуатацию ускоряется, а скорого оборота применяемого нерастворителя не предполагается. Применение технологий, предполагающих противоточную подачу растворителя, предпочтительно при необходимости получения концентрированного рассола, предназначенного для переработки. Прямоточные методы предпочтительны при необходимости скорейшего сооружения выработки-емкости.

На первом этапе создания выработки-емкости создается гидровруб, предназначенный для сбора выпадающих нерастворимых включений и максимально возможного обнажения поверхности соли для последующего интенсивного растворения. Требуемая величина (объем) гидровруба определяется как содержанием нерастворимых включений, так и технологией сооружения выработки на последующих этапах.

Общее число ступеней (этапов) сооружения выработки-емкости определяется исходя из проектных размеров выработки и

предполагаемого времени ее сооружения. При переходе со ступени на ступень в общем случае возможно изменение режима подачи растворителя, положения башмаков подвесных колонн, уровня нерастворителя. В конкретных условиях в зависимости от принятой технологической схемы число изменяемых параметров может быть меньшим. Например, при использовании послойной технологии с режимом сближенного противотока при переходе на следующую ступень поднимают отметку границы раздела растворителя и нерастворителя, а также башмак промежуточной подвесной колонны (укорачивают колонну). При необходимости центральную подвесную колонну приподнимают по мере зашламования дна выработки нерастворимыми включениями.

Строительство выработки-емкости и последующую эксплуатацию подземного резервуара осуществляют через эксплуатационную скважину. Эти скважины бурят обычными методами с применением оборудования, используемого при бурении нефтяных и газовых скважин.

Конструкцию эксплуатационной скважины следует выбирать с учетом конкретных горно-геологических условий для обеспечения:

- условий безопасного ведения работ на всех этапах строительства и эксплуатации резервуара;
- охраны недр и окружающей среды, прочности и долговечности скважины;
- требуемых производительностей по закачке и выдаче продукта при эксплуатации;
- размещения в скважине требуемого для эксплуатации резервуара оборудования.

Типичная конструкция скважины подземного резервуара показана на рис. 10.7.

В процессе строительства емкости ведется непрерывный контроль технологических параметров. Периодически фиксируются *параметры растворителя* и *рассола* (концентрация, расход, температура, давление), *нерастворителя* (давление, количество в резервуаре). По концентрациям и расходам рассчитывают массу извлеченной на земную поверхность соли, приращение объема выработки и достигнутый ею объем. Основным параметром, по которому принимают решение о переходе на следующую ступень, является *достигнутый объем выработки*. Значительные отклонения фиксируемых параметров от расчетных (проектных) могут служить предупреждением о выходе процесса выщелачивания из-под контроля. Снижение расхода и давления рассола указывает на зашламование рассольной колонны. Рост давления и снижение расхода воды свидетельствуют о закупорке водоподающей колонны или завале ее башмака при прямоточном режиме. Резкое повышение концентрации рассола может указывать на обнажение кровли из-за подъема уровня нерастворителя вследствие его утечки.

Для контроля положения уровня нерастворителя при необходимости следует применять геофизические методы, которые позволяют определить уровень без подъема подвесных колонн.

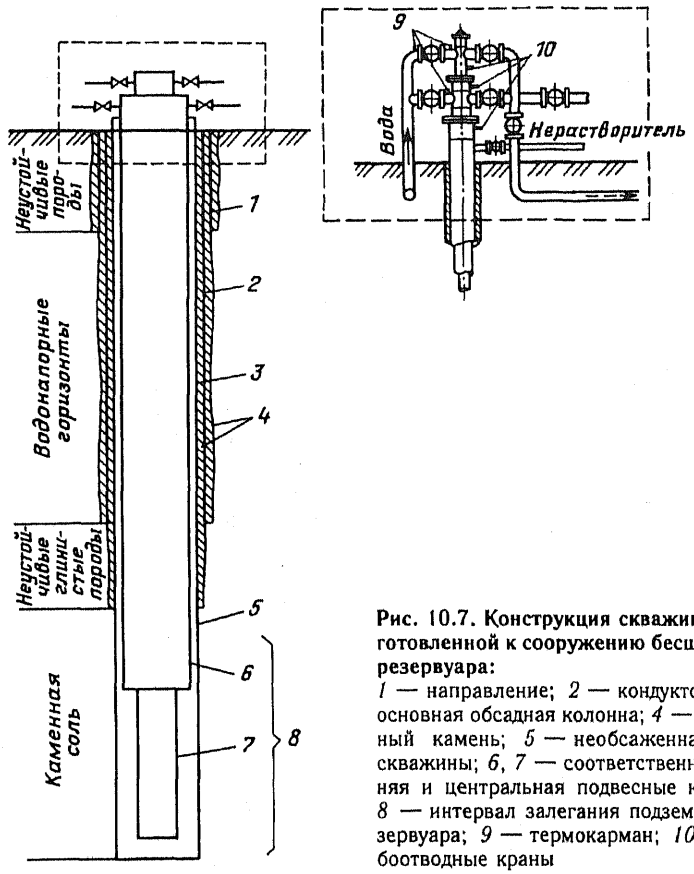


Рис. 10.7. Конструкция скважины, подготовленной к сооружению бесшахтного резервуара:
1 — направление; *2* — кондуктор; *3* — основная обсадная колонна; *4* — цементный камень; *5* — необсаженная часть скважины; *6*, *7* — соответственно внешняя и центральная подвесные колонны; *8* — интервал залегания подземного резервуара; *9* — термокарман; *10* — пробоотводные краны

Для контроля формы выработки-емкости используют *звуколокацию*, которую производят с помощью спускаемого в скважину прибора, являющегося излучателем-приемником ультразвуковых колебаний. Прибор генерирует узкий луч и фиксирует его отражение от стенок выработки. За счет поворота излучателя на определенный угол и его азимутальной привязки фиксируется горизонтальное сечение на любой заданной отметке по высоте выработки. Форму выработки определяют по совокупности горизонтальных сечений, а ее объем рассчитывают как сумму элементарных объемов между сечениями. Имеются звуколокаторы, фиксирующие и вертикальные сечения. При звуколокации через подвесные колонны без их подъема определение формы выработки осуществляется с несколько меньшей точностью и без азимутальной привязки.

По результатам звуколокации определяют форму и объем выработки и, в случае необходимости, корректируют регламент ее строительства.

После окончания строительства подземного резервуара производят его испытания на герметичность путем создания избыточного давления испытательной среды, в качестве которой могут быть использованы, в зависимости от хранимого продукта, жидкие нефтепродукты, газы или рассол. При испытаниях проверяют раздельно герметичность подвесной колонны труб, устьевой обвязки скважины с зацементированной обсадной колонной и выработки-емкости.

После окончания сооружения выработки-емкости производится переоборудование подземного резервуара на эксплуатацию. В ряде случаев этого не требуется. Например, при создании подземного резервуара для жидких продуктов по технологии накопления нерастворителя к моменту окончания сооружения выработки резервуар оказывается заполненным хранимым продуктом. Тогда устьевое оборудование и подвесные колонны, оставшиеся от периода строительства, используют и при эксплуатации.

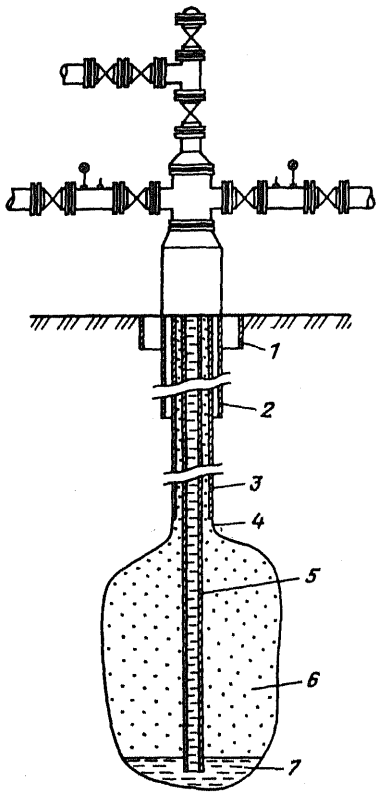


Рис. 10.8. Схема оборудования подземного резервуара для хранения светлых нефтепродуктов:
1 — направление; *2* — кондуктор; *3* — обсадная колонна; *4* — незакрепленный участок скважины; *5* — эксплуатационная колонна; *6* — жидкие углеводороды; *7* — рассол

Переоборудование на эксплуатацию в общем случае включает:

- выпуск нерастворителя;
- подъем подвесных колонн;
- демонтаж устьевого оборудования;
- монтаж скважинного и устьевого оборудования и подвесных колонн на эксплуатацию;
- отмывку подземного резервуара от нерастворителя;
- первое заполнение резервуара.

Выпуск нерастворителя необходим во избежание его смешения с хранимым продуктом и для выполнения каких-либо монтажных работ на устье скважины, так как для этого требуется снизить избыточное давление в скважине.

Подъем подвесных колонн и *демонтаж устьевого оборудования* необходимы в случае, когда они не могут быть использованы в период эксплуатации или их компоновка требует изменения.

При *монтаже оборудования на эксплуатацию* в скважине

могут быть расположены съемная защитная колонна с пакером, клапаны-отсекатели для предотвращения аварийной разгерметизации резервуара, одна или две подвесные колонны с необходимыми устройствами. При хранении жидких продуктов по высоте подвесной колонны могут быть установлены устройства для отбора проб. На башмаке подвесной колонны возможно размещение демпфирующего устройства для предотвращения ее раскачивания при закачке и отборе продукта. При хранении газов по безрассольной схеме на подвесной колонне может быть установлен хвостовик, обеспечивающий максимальный отбор рассола из выработки-емкости. Для примера на рис. 10.8 показана схема оборудования подземного резервуара для хранения светлых нефтепродуктов.

Отмывка подземного резервуара от нерастворителя необходима при хранении товарных и особо чистых химических продуктов. Это вызвано тем, что некоторое количество нерастворителя может быть защемлено в неровностях боковой поверхности и особенно кровли выработки (в так называемых «карманах»). Поэтому при закачке хранимого продукта происходит его смешение с остатками нерастворителя, что ухудшает качество товарного продукта. Для отмывки выработки-емкости в ее верхнюю часть закачивают пресную воду, подрастворяющую стенки и кровлю, что приводит к высвобождению и оттоку нерастворителя в скважину. Для удаления оставшегося после этой операции нерастворителя в верхнюю часть резервуара закачивают порцию хранимого продукта (или совместимой с ним жидкости), которую затем выпускают и утилизируют.

Первое заполнение подземных резервуаров, эксплуатируемых по рассольным схемам, аналогично подкачке нерастворителя при сооружении выработки-емкости. При безрассольной схеме эксплуатации при первом заполнении требуется извлечь из выработки максимальное количество рассола, а высвободившееся пространство и определит полезную вместимость резервуара. Первое заполнение подземного резервуара для хранения газа по безрассольной схеме имеет свои особенности. Подвесная колонна, по которой вытесняется рассол, в принципе не нужна при эксплуатации. Даже в том случае если закачка и отбор газа ведутся как по межтрубному пространству, так и по этой колонне, она оказывает дополнительное сопротивление движению газа, а ее наличие приводит к усложнению устьевой обвязки. Для устранения указанных недостатков и повышения эксплуатационной надежности резервуара после вытеснения рассола эту колонну удаляют, не снижая давления газа в резервуаре ниже допустимого.

НАЗЕМНЫЙ КОМПЛЕКС. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ

Состав наземного комплекса подземного хранилища зависит от назначения подземного хранилища, номенклатуры хранимых продуктов и схемы эксплуатации. Наземный комплекс подземного хранилища жидких углеводородов, например, светлых нефтепродуктов, эксплуатируемого *по рассольной схеме*, включает насосное оборудование для закачки в резервуары нефтепродуктов и рассола, трубопроводы, буферные наземные резервуа-

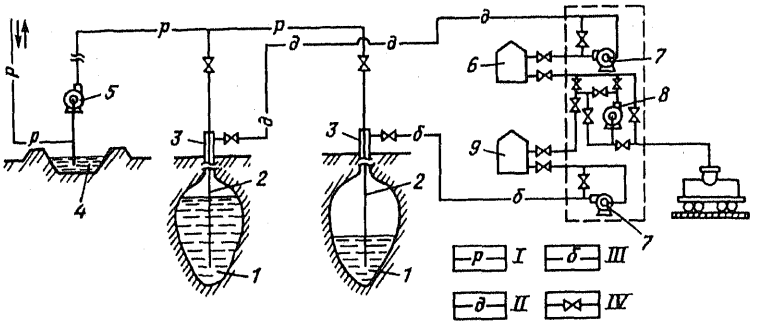


Рис. 10.9. Принципиальная технологическая схема подземного хранилища нефтепродуктов:
1 — подземный резервуар; *2* — рассольная колонна; *3* — скважина; *4* — рассолохранилище; *5* — насос для рассола; *6* — буферный резервуар для дизельного топлива; *7*, *8* — насосы соответственно высокого и низкого давления; *9* — буферный резервуар для бензина; *I* — рассол; *II* — дизельное топливо; *III* — бензин; *IV* — запорное устройство

ры, наземные и подземные рассолохранилища, инженерные сети и терминалы (рис. 10.9).

При рассольной эксплуатации вытеснение хранимого продукта производится рассолом, а при закачке продукта в резервуар на земную поверхность выдавливается рассол. Для функционирования такого подземного хранилища создают систему оперативного рассолоснабжения. Назначение системы состоит: с одной стороны, в снабжении хранилища рассолом, то есть накоплении, производстве или получении необходимого количества рассола требуемой концентрации и его закачке в подземные резервуары; с другой стороны, система рассолоснабжения должна обеспечивать прием рассола при его выдаче из резервуаров и последующее складирование или утилизацию. Схема системы оперативного рассолоснабжения приведена на рис. 10.10.

Система рассолоснабжения включает:

• *наземные рассолохранилища*, представляющие собой открытые экранированные по внутренней поверхности бассейны. В состав наземных рассолохранилищ могут входить системы поддержания концентрации рассола. Такие системы осуществляют, например, сбор поверхностного опресненного слоя и его смешение с основной массой рассола или испарение;

• *скважины донасыщения*, используемые для донасыщения распресненного рассола;

• *подземные рассолохранилища.* Существуют различные их типы. Наиболее распространены рассолохранилища, представляющие собой *аналог камер рассолодобычи* (рассолодобывающих предприятий). Их эксплуатация производится путем закачки воды противотоком и извлечения насыщенного рассола. Такая эксплуатация возможна при достаточно большой вместимости рассолохранилища. Второй тип подземных

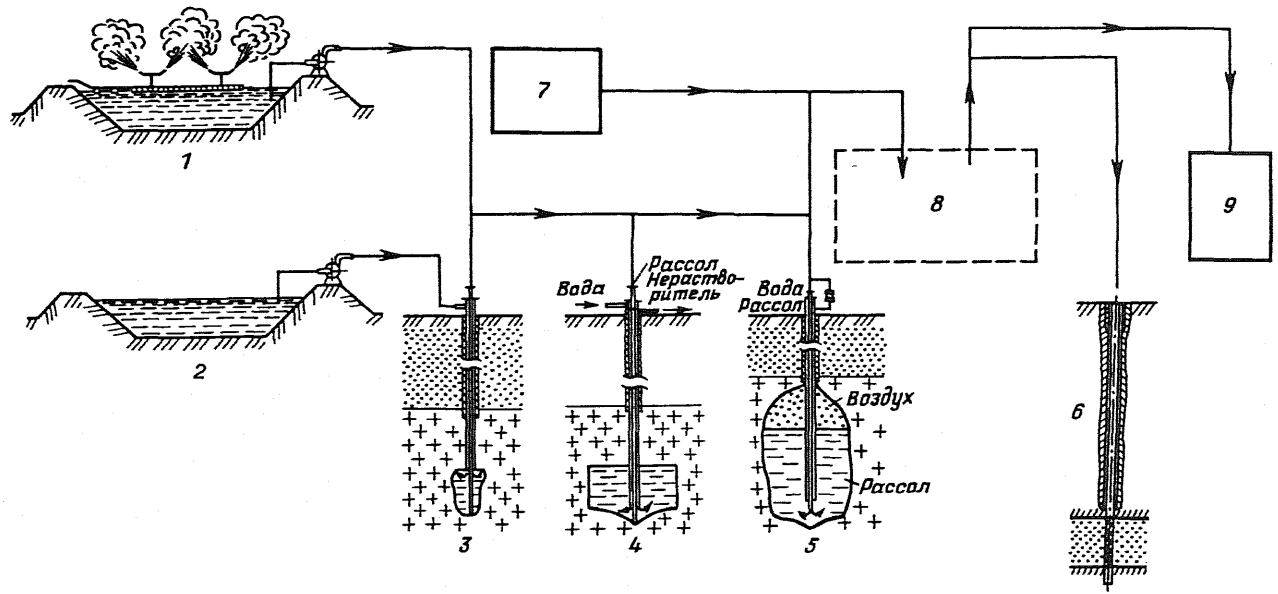


Рис. 10.10. Общий вид схемы оперативного рассолоснабжения:
1 — рассолохранилище с системой поддержания концентрации рассола; *2* — рассолохранилище со скважиной донасыщения рассола; *3* — скважина донасыщения рассола; *4* — подземное рассолохранилище; *5* — подземное рассолохранилище с упругой газовой подушкой; *6* — нагнетательная скважина для захоронения рассола в глубокие водоносные горизонты; *7* — рассолодобывающее предприятие; *8* — подземные резервуары; *9* — рассолопотребляющее предприятие

рассолохранилищ — *аналог подземных хранилищ*. При такой эксплуатации рассол хранят в выработках-емкостях и извлекают оттуда самотеком (верхняя выработка-емкость резервуара гирляндного типа) или выдавливанием сжатым газом (рассолохранилище с упругой газовой подушкой);

- *насосную установку* для перекачки рассола;
- *скважины для закачки рассола* в глубокие водоносные горизонты;
- *систему коммуникаций*, связывающих систему оперативного рассолоснабжения с соседними рассолодобывающими предприятиями;
- *систему коммуникаций*, связывающих ее с соседними рассолопотребляющими предприятиями.

10.3. ПРАКТИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ В КАМЕННОЙ СОЛИ

По технико-экономическим показателям и соображениям безопасности и охраны окружающей среды крупные хранилища жидких и газообразных углеводородов целесообразно создавать в каменной соли. Из известных зарубежных хранилищ в каменной соли можно выделить стратегические резервы нефти на берегу Мексиканского залива (США), хранилища сырой нефти и нефтепродуктов вблизи Маноска (Франция), в устье р. Эмс, в районе Эссена (Германия) и др.

К наиболее крупным объектам, построенным в каменной соли в России и странах СНГ, следует отнести ряд хранилищ нефтепродуктов (бензин, дизельное топливо, газовый конденсат), природного и сжиженных газов (пропан, бутан, пропилен, бутилен) в Республике Башкортостан, в Иркутской области, в Республиках Беларусь и Армении, на Украине. Уникальным сооружением, не имеющим аналога в мировой практике, является подземное хранилище двухъярусного типа для сжиженного углеводородного газа (пропан, бутан), построенное на территории Армении, а также хранилище концентрата гелия в Оренбургской области.

В общей сложности по технологиям, разработанным в «Подземгазпроме» (ОАО «Газпром»), построены и эксплуатируются 84 подземных резервуара для хранения жидких и газообразных углеводородов.

Первое хранилище в каменной соли было построено на территории Башкирии в 1961 г. Развитие работ по проектированию и строительству подземных хранилищ было сосредоточено в одном регионе в основном на Яр-Бишкадакской и Кашкарской площадях.

Подземное хранилище на Яр-Бишкадакской площади используют для хранения оперативного запаса сырья отдельных производств, готовой продукции, а также длительного и сезонного хранения нефтепродуктов, обеспечивая стабильную работу АО «Салаватнефтеоргсинтез». Подземные резервуары строились для хранения: вначале дизельного топлива и бензина, затем (с 1973 г.) сжиженных газов, а с 1986 г. карачаганакского газового конденсата.

Впервые в отечественной практике на Яр-Бишкадакской площади использованы в качестве подземных резервуаров отработанные камеры

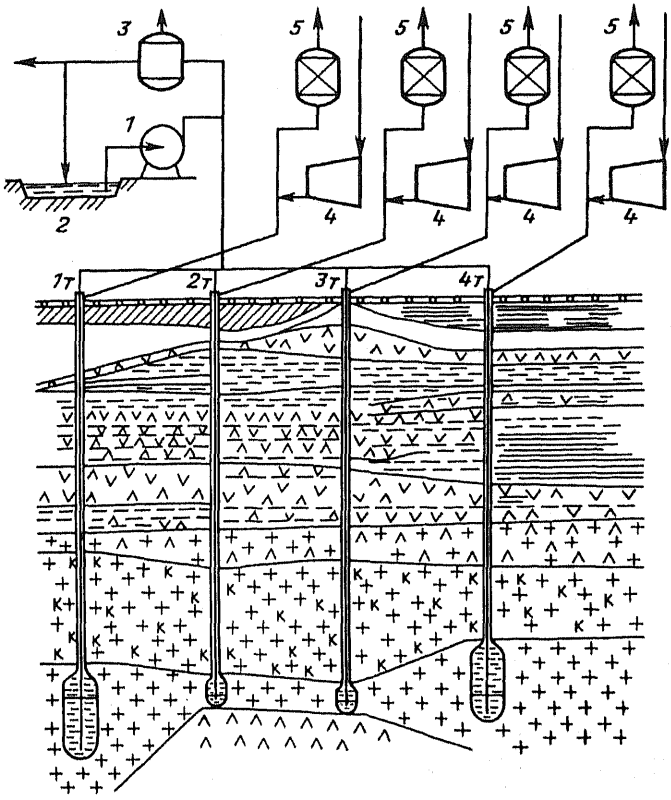


Рис. 10.11. Схема Кашкарского подземного хранилища сжиженных газов:
1 — насос для перекачки рассола; *2* — рассолохранилище; *3* — установка дегазации рассола; *4* — насосы для перекачки сжиженного углеводородного газа (СУГ); *5* — установки осушки газа

рассолодобычи Стерлитамакского АО «Сода». Здесь же в 1980—1982 гг. была успешно освоена технология совмещенной добычи рассола и хранения светлых нефтепродуктов.

Транспортировка сжиженных газов и газового конденсата в подземное хранилище осуществляют по трубопроводам диаметром 150 мм, а бензина по трубопроводам диаметром 250 мм. Для вытеснения нефтепродуктов и сжиженных газов из подземных резервуаров используют концентрированный рассол рассолопромысла АО «Сода».

Кашкарское хранилище сжиженных газов является товарно-сырьевой базой заводов комбината «Салаватнефтеоргсинтез» и Стерлитамакского завода синтетического каучука и предназначено для хранения пропилена, бутилена, пропана, бутана, а также пентанов (рис. 10.11). Хранилище эксплуатируется по рассольной схеме. В связи с отсутствием рассоло-

хранилища для вытеснения хранимого продукта из подземных резервуаров используется концентрированный рассол из строящихся выработок-емкостей, а также передаваемый с рассолопромысла. При закачке продукта в резервуар вытесненный рассол дегазируется и подается для переработки на комбинат «Сода».

Подземное хранилище этилена, расположенное на Кашкарской площади, предназначено для регулирования неравномерности потребления в системе производящих и потребляющих этилен предприятий на территории Татарстана и Башкортостана. Хранилище включает два подземных резервуара (рис. 10.12) и эксплуатируется по рассольной схеме. Вытесняемый рассолом этилен проходит через блок осушки и закачивается в этиленопровод. При закачке этилена в подземный резервуар вытесняемый рассол дегазируется и поступает в наземное рассолохранилище.

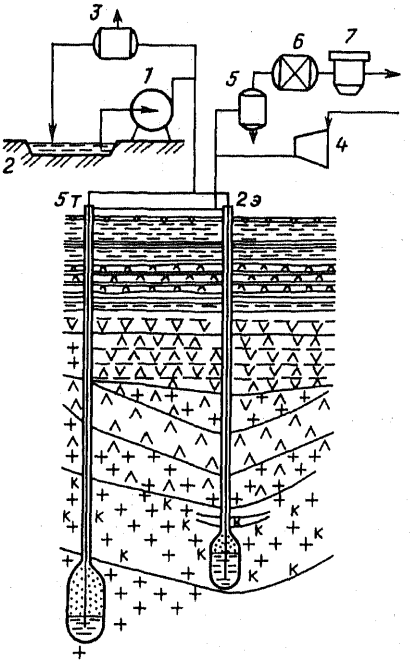


Рис. 10.12. Схема Кашкарского подземного хранилища этилена:
1 — насос для перекачки рассола; *2* — рассолохранилище; *3* — установка дегазации рассола; *4* — компрессор; *5* — сепаратор; *6* — установка осушки газа; *7* — установка очистки газа

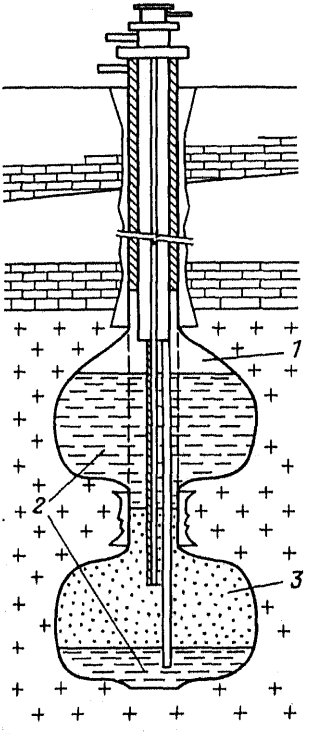


Рис. 10.13. Схема подземного хранилища сжиженного газа:
1 — природный газ; *2* — рассол; *3* — сжиженный углеводородный газ

Строительство резервуаров осуществляли послойным способом снизу вверх, без изменения места подачи воды в выработку на основных этапах ее отработки. При этом предварительно сооружали подготовительную выработку необходимых формы и размеров. В качестве нерастворителя применяли бензин.

Применение такой технологии позволило улучшить формообразование выработок-емкостей и уменьшить вероятность загрязнения хранимого продукта остатками нерастворителя.

Ереванское хранилище сжиженных углеводородных газов предназначено для регулирования сезонной неравномерности потребления пропана и бутана, а также для приготовления пропанобутановоздушных смесей с последующей подачей их в городские газовые сети Еревана. Хранилище построено и сдано в эксплуатацию в 1987 г.

Хранилище (рис. 10.13) состоит из двух подземных резервуаров, расположенных один над другим и связанных между собой и земной поверхностью эксплуатационной скважиной с обсадной и эксплуатационной колоннами труб. Верхний и нижний резервуары имеют гидравлическую связь.

Отбор жидкого углеводорода из хранилища осуществляют путем вытеснения его рассолом, поступающим из верхнего резервуара в нижний, за счет энергии сжатого газа, закачиваемого в верхний резервуар. При закачке продукт хранения по эксплуатационной колонне поступает в нижний резервуар, вытесняя рассол по межтрубью в верхний резервуар.

Строительство резервуаров осуществлено последовательно, вначале нижнего, а затем верхнего. При строительстве нижнего резервуара вначале отработку выработки производили снизу вверх при противоточном режиме подачи воды, а на завершающей стадии отработку осуществляли сверху вниз при сближенном противоточном режиме подачи воды.

Верхний резервуар создавался аналогичным способом, что и нижний. Растворитель подавали в выработку через перфорированную основную обсадную колонну. В качестве нерастворителя использовали природный газ.

В зарубежной практике в последние годы отмечается устойчивая тенденция к приоритетному развитию подземных хранилищ природного газа в каменной соли. Примером могут служить Германия и США, где более половины прироста объемов хранимого на перспективу природного газа приходится на хранилища именно этого типа. В табл. 10.2 приведена информация об объемах подземного хранения газа в каменной соли за рубежом.

Как известно, крупнейшая в мире сеть подземных газохранилищ создана в США. Ее основу составляют хранилища в отработанных нефтегазовых месторождениях и в водоносных пластах. Тем не менее на долю ПХГ в каменной соли приходится около 20% активного газа с суммарным объемом отбора 250 млн $м^3$/сут.

Большинство газохранилищ в каменной соли в США работают с оборачиваемостью 6 раз в год, но есть и хранилища, как в Пителе, где количество циклов закачки и отбора газа составляет не менее 20. Это обу-

Таблица 10.2

Страна	Число ПХГ		Суммарный объем активного газа (на 1995 г.), млн м^3	Суммарный отбор газа (на 1995 г.), млн м^3/сут
	Эксплуатируемые	Строящиеся и проектируемые		
США	21	20	18000	250
Канада	5	2	200	80
Франция	3	1	800	50
Германия	13	13	4500	160
Англия	2	—	500	40
Польша	—	1	—	—
Армения	1	—	240	10

словило использование таких ПХГ в узловых точках газотранспортных и газораспределительных систем для покрытия пиковых нагрузок газопотребления, в аварийных ситуациях, для выравнивания нагрузок в магистральных газопроводах с учетом конъюнктуры местных цен на природный газ.

В Германии строительство газохранилищ в каменной соли началось с 1965 г. В настоящее время осуществляется расширение девяти действующих ПХГ в каменной соли и строительство четырех новых. Средний объем активного газа по немецким ПХГ в солях составляет около 300 млн м^3. В отдельных случаях, например, в районе Эссена («Ругаз») объем ПХГ достигает 1600 млн м^3 активного газа. Суммарный объем отбора газа составляет 160 млн м^3/сут, что позволяет покрывать возникающие пики газопотребления.

Во Франции из 14 подземных газохранилищ 3 созданы в отложениях каменной соли. Хранилища Тэрсанн и Этрез, введенные в эксплуатацию соответственно в 1970 и 1979 гг., состоят из 14 подземных резервуаров каждое. В настоящее время осуществляется конверсия хранилища Маноск, включающего 38 подземных резервуаров и ранее предназначенного для хранения сырой нефти, с целью хранения природного газа.

Первое газохранилище в солях в Великобритании было создано в начале 60-х годов в районе Солтхем. Состоящее из подземных резервуаров небольшого единичного объема, это хранилище работает в режиме покрытия как суточной, так и недельной неравномерности газопотребления. При этом его заполняют в ночное время суток, а отбор газа осуществляют в утренние и вечерние часы.

Второе хранилище создано в Хорнси на морском побережье Йоркшира. Сейчас оно состоит из семи подземных резервуаров, в каждом из которых хранится 60 млн м^3 активного газа.

В Канаде также широко используют газохранилища в каменной соли, причем объем активного газа к 1998 г. возрос примерно на 40%.

Строительство первого газохранилища в Польше в соляном штоке Могильно началось в 1994 г. Его будут осуществлять двумя очередями: до 2000 г. будут введены в строй 8 подземных резервуаров активным объемом 416 млн м^3, рассчитанных на суммарный отбор 31 млн м^3/сут;

всего будет построено 12 резервуаров с доведением суммарного активного объема до 1153 млн м^3 и темпа отбора газа до 55 млн м^3/сут.

Ереванское хранилище природного газа предназначено для регулирования неравномерностей газопотребления Армении.

Строительство хранилища на Аванском месторождении каменной соли вблизи Еревана начали в 1968 г. Использовали технологию сооружения подземных резервуаров на сближенном противоточном режиме с применением газообразного нерастворителя (воздух, природный газ). К настоящему времени хранилище состоит из 19 подземных резервуаров, в строительстве находится IV очередь, которая включает 8 резервуаров геометрическим объемом 150 тыс. м^3 каждый и максимальным темпом отбора 4 млн м^3/сут.

Концепция развития подземных хранилищ природного газа предусматривает строительство 10 хранилищ в различных регионах России. Из этого количества 8 хранилищ (Калининградское, Волгоградское, Березниковское, Тульское, Смоленское, Серпуховское, Сереговское, Шедокское) размещаются на европейской части России и связаны с единой системой газоснабжения страны. Два хранилища (Ангарское, Братское) планируют построить в Восточной Сибири.

Геологические условия соленосных бассейнов, где будут размещены 10 подземных хранилищ природного газа, в основном отвечают требованиям строительства экономически эффективных хранилищ (табл. 10.3).

В табл. 10.4 представлены основные характеристики подземных резервуаров. Как видно по таблице, в общей сложности необходимо построить 115 подземных резервуаров.

Инженерно-геологические условия площадок строительства хранилищ в основном определяют индивидуальные особенности технологии сооружения подземных резервуаров на каждом объекте.

Технология строительства подземных резервуаров Березниковского, Шедокского и Братского хранилищ предусматривает применение послой-

Таблица 10.3

Наименование хранилища	Глубина залегания кровли соли, м	Мощность соли, м	Содержание нерастворимых включений, %
Калининградское	860	140	0,8
Волгоградское	1340	120	10
Березниковское	411–444	79–166	4–6
Тульское	950	45–50	1–2
Смоленское	835	50	1–2
Серпуховское	1007	50–60	1–2
Сереговское	300	> 826	10–30
Шедокское	990	162	2–10
Ангарское	950	40–50	5–7
Братское	910–1100	73–78	2–8

Таблица 10.4

Наименование хранилища	Тип резервуара	Объем резервуара, тыс. м^3	Глубина заложения резервуара, м	Число резервуаров
Калининградское	Вертикальный цилиндр	400	950	14
Волгоградское	Двухъярусный	300	1450	13
Березниковское	Вертикальный цилиндр	300	500	29
Тульское	Горизонтальный цилиндр	350	970	8
Смоленское	То же	350	970	8
Серпуховское	-"-	350	1040	6
Сереговское	Вертикальный цилиндр	500	950	14
Шедокское	То же	400	1120	6
Ангарское	Горизонтальный цилиндр	300	970	8
Братское	Вертикальный цилиндр	200	1100	9

ного метода отработки снизу вверх с предварительным образованием подготовительной выработки.

При строительстве подземных резервуаров Калининградского и Сереговского хранилищ планируется применять комбинированную технологию. Она позволяет осуществить строительство резервуара на начальных этапах отработки методом снизу вверх, а на завершающих этапах — с переходом на режим сближенного противотока.

Кроме этого, для сооружения подземных резервуаров первой очереди Калининградского хранилища предложена технология, совмещающая строительство и эксплуатацию резервуаров. Технология предусматривает сооружение резервуаров до геометрического объема 230 тыс. м^3 с дальнейшим увеличением их до 400 тыс. м^3, не прекращая эксплуатацию, при этом будет получено концентрированного рассола не менее 300 г/л.

Для Волгоградского хранилища, учитывая наличие в рабочей толще каменной соли пласта нерастворимых пород мощностью 4 м, принято решение использовать технологию сооружения двухъярусного резервуара, при этом строительство каждого яруса будет вестись раздельно методом снизу вверх с предварительным созданием подготовительных выработок.

Сооружение тоннельных резервуаров (Тульское, Смоленское, Серпуховское ПХГ) предусматривает создание их через две скважины (вертикальная и вертикально-горизонтальная). Расстояние между вертикальными частями скважин составит 300—400 м. Согласно разработанной технологии отработка выработки осуществляется методом последовательно отступающих участков. Технология позволяет получить равновеликие поперечные сечения с куполообразной кровлей по всей длине резервуара.

ГЛАВА 11
СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КАМУФЛЕТНЫХ ВЗРЫВОВ

11.1. СУЩНОСТЬ СПОСОБА

Сущность технологии строительства подземных хранилищ с использованием камуфлетных взрывов (рис. 11.1) заключается в следующем. С земной поверхности в глинистых породах до определенной глубины проводят шурф или скважину. Для изоляции выработки-емкости от вышележащих водоносных горизонтов шурф (скважину) крепят в зависимости от назначения хранилищ металлическими трубами или сборными железобетонными кольцами, а затрубное пространство цементируют. Затем шурф (скважину) меньшим диаметром углубляют до отметки заложения заряда ВВ, на забой незакрепленной части шурфа скважины опускают заряд ВВ, а скважину (шурф) заполняют гидрозабойкой. В момент взрыва продукты детонации оказывают ударную нагрузку на стенки

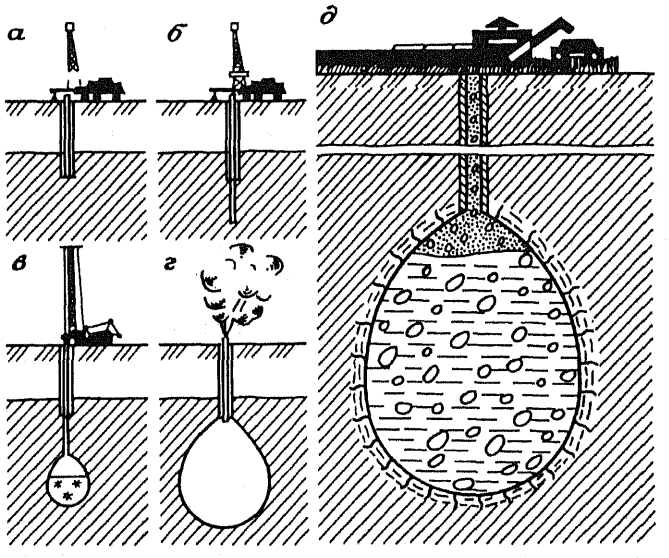


Рис. 11.1. Технологическая схема строительства подземного резервуара камуфлетным взрывом через скважину:
а, б — бурение скважины соответственно начальным и конечным диаметрами; *в* — образование прострелочного котла; *г* — основной взрыв; *д* — заполненный токсичными веществами подземный резервуар

зарядной камеры. Расширение продуктов взрыва сопровождается образованием сферической полости, сообщающейся с земной поверхностью через закрепленный шурф (скважину).

Отсутствие земляных работ (разработка, транспортирование грунта и размещение отвалов) в значительной степени сокращает трудоемкость, время строительства и стоимость ПР. Освоенная глубина заложения таких резервуаров не превышает 60 м, объем единичной выработки-емкости достигает 200 м^3 (диаметр до 7 м).

Участок для строительства подземных резервуаров выбирают исходя из наличия *пригодной толщи глинистых пород и возможности ведения* в данном районе *буровзрывных работ*.

Подземные резервуары сооружают методом камуфлетных взрывов через буровые скважины (шурфы) в литологически однородных слоях глинистых пород мощностью не менее 15 м и глубиной залегания до 60 м, обеспечивающих возможность образования устойчивых полостей, сохранность продукта и его надежную изоляцию от распространения за пределы охранных целиков.

В основе строительства подземных резервуаров методом камуфлетных взрывов лежит способность пластичных глинистых пород уплотняться и упрочняться под действием взрывных волн и давления газов, образующихся при подземном взрыве. Уплотнение глинистых пород сопровождается пластическим течением и необратимыми деформациями, в результате которых в толще пластичных пород, окружающих камуфлетный заряд ВВ, образуется полость сфероидальной или эллипсоидальной формы.

Как показано на рис. 11.2, при взрывах сосредоточенных зарядов ВВ, расположенных на небольших глубинах, происходит выброс части грунта и уплотнение породы в донной части воронки выброса. Объем воронки выброса, как правило, превышает объем выброшенного материала, причем разница между этими объемами тем существенней, чем более сжимаемой является среда. С увеличением заглубления повышается интенсивность уплотнения грунта; наибольшая интенсивность уплотнения достигается при взрыве камуфлетных зарядов ВВ. Последний фактор и был положен в основу способа строительства подземных сферических выработок-емкостей камуфлетными взрывами. Такие взрывы широко применяются в горной промышленности при образовании камер в крепких по-

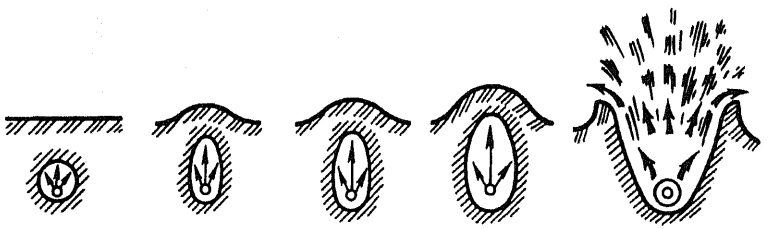


Рис. 11.2. Схема развития газовой полости и выброса породы взрывом (по Г.И. Покровскому)

родах для размещения в них крупных зарядов ВВ. В слабых грунтах камуфлетные взрывы сосредоточенных зарядов ВВ используют для устройства набивных бетонных свай с «камуфлетной пятой». В данном случае используется эффект уплотнения глинистых пород и их способность образовывать свободную полость под воздействием давления продуктов детонации ВВ.

11.2. ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМ УСЛОВИЯМ

Для выбора места и определения параметров технологии строительства необходимо проводить детальные инженерно-геологические изыскания, задачей которых является установление пригодности участка для строительства подземных резервуаров и выдача исходных данных на проектирование.

В состав детальных инженерно-геологических изысканий входят: *бурение разведочных скважин; геофизические и гидрогеологические исследования: полевые и лабораторные исследования глинистых пород; производство параметрических взрывов.*

Разведочные скважины бурят для уточнения геологического разреза участка, определения мощности и выдержанности по простиранию толщи глинистых пород, их литологического состава, отбора проб на физико-механические испытания, выявления водоносных горизонтов и проведения гидрогеологических исследований.

Число разведочных скважин, расположение и их глубина определяются степенью изученности, особенностями исследуемого участка, а также количеством создаваемых резервуаров, их объемом и расстоянием между ними. На участках с относительно простым геологическим строением бурят одну скважину со сплошным отбором керна и две скважины с отбором проб в разрезе рабочей толщи. Скважины закладывают на расстоянии 100—150 м одна от другой, образуя равносторонний треугольник. На участках с более сложным геологическим строением число разведочных скважин может быть увеличено, а расстояние между ними — сокращено.

Проектная глубина разведочных скважин должна обеспечивать вскрытие всего разреза рабочей толщи и подстилающего ее водоносного горизонта. Исходя из апробированных глубин сооружения подземных резервуаров глубина проходки разведочных скважин не должна превышать 80 м. Технология и режимы бурения разведочных скважин должны обеспечить сплошной выход керна с ненарушенной структурой диаметром не менее 80 мм. Из поднятого керна отбирают пробы длиной не менее 0,2—0,3 м из каждой литологической разности пород; при однородности разреза пород отбирают одну пробу на 2 м проходки. Пробы пород парафинируют и направляют на лабораторные испытания.

В *состав физико-механических исследований пород* входит определение влажности, гранулометрического состава, прочности на одноос-

ное сжатие и сцепления, плотности, пористости, показателя консистенции, коэффициентов фильтрации, диффузии и водонасыщенности.

Для более детального расчленения разреза в одной из разведочных скважин проводят *промыслово-геофизические исследования* радио- и электрическими методами (метод сопротивлений КС и микрозондирование, метод самопроизвольной поляризации ПС, гамма-метод, нейтронный гамма-метод).

Для определения деформационных и прочностных свойств глинистых пород испытание рабочей толщи прессиометрией выполняют не менее чем в двух разведочных скважинах. Для определения фильтрационных свойств пород рабочей толщи в массиве проводят, как правило, опытные нагнетания или наливы в скважинах, а также наблюдения за восстановлением уровней воды в скважинах.

Гидрогеологические исследования включают определение статического уровня и дебита водоносных горизонтов, химического состава воды и фильтрационных свойств пород рабочей толщи.

Для определения статических уровней, скоростей и направлений движения подземных вод в водоносных горизонтах, залегающих непосредственно над рабочей толщей и под нею, необходимо проводить наблюдения за режимом подземных вод, для чего бурят специально оборудованные для этой цели скважины.

Параметрические взрывы проводят для установления степени динамической сжимаемости и определения показателя простреливаемости глинистых пород $П_{пр}$, а также для уточнения технологических параметров (формы и объема) подземных выработок-емкостей. Эти работы выполняют в разведочных или в специально пробуренных для этих целей скважинах или шурфах.

Глинистые породы, вмещающие подземную выработку-емкость в естественном состоянии, должны иметь: коэффициент фильтрации по напластованию и перпендикулярно к нему не более $1 \cdot 10^{-5}$ см/с, число пластичности не менее 8, коэффициент водонасыщенности не более 0,9, коэффициент диффузии в пределах $1 \cdot 10^{-5} — 1 \cdot 10^{-6}$ см^2/с. В рабочей толще допускают прослойки с коэффициентом фильтрации не более $5 \cdot 10^{-5}$ см/с при условии, что площадь их распространения не выходит за пределы площадки, отведенной под строительство подземных хранилищ. Толщи глинистых пород, если непосредственно под ними залегают безнапорные водоносные горизонты, можно использовать для создания подземных выработок-емкостей камуфлетными взрывами только в том случае, когда их мощность в почве выработки-емкости составляет не менее 12 м.

Равные или незначительно отличающиеся уровни водоносных горизонтов, развитых непосредственно над толщей глинистых пород и под нею, указывают на их гидравлическую связь. Участки с такими гидрогеологическими условиями, как правило, непригодны для размещения площадок строительства подземных хранилищ.

В целом наиболее оптимальными для создания подземных хранилищ являются такие гидрогеологические условия, когда первый водоносный

горизонт залегает ниже их глубины заложения и характеризуется слабым напором и небольшим дебитом.

Площадка предполагаемого строительства подземных хранилищ должна быть слабохолмистой, без оврагов, карстовых воронок, оползней, водоемов, свободной от крупной лесной растительности, заболоченности, наземных и подземных сооружений. Размеры площадки определяются числом резервуаров и их объемом, расстоянием между ними и назначением. Расстояние l между центрами подземных выработок-емкостей должно составлять $l > 7R_e$, где R_e — радиус выработки-емкости.

11.3. БУРОВЗРЫВНЫЕ РАБОТЫ

Для реализации рассматриваемой технологии необходимо бурить технологические скважины и шурфы, которые предназначены для спуска и размещения зарядов ВВ, ведения взрывных работ для образования подземных полостей и дальнейшей их эксплуатации.

Скважины бурят самоходными станками, обеспеченными оборудованием для цементации затрубного пространства.

Начальный диаметр скважины до глубины обсадки находится в пределах 300—400 мм. Обсадку производят металлическими трубами диаметром 250—300 мм с последующей цементацией затрубного пространства.

После затвердевания цементного раствора выполняется разбуривание цементной пробки и добуривание скважины конечным диаметром 150—200 мм до проектной глубины заложения заряда ВВ. Скважина считается подготовленной к взрывным работам, если она очищена от бурового шлама, имеет проектную глубину и диаметр, в нее не поступает извне вода, искривление ствола от вертикали составляет не более 1—2°, а также качественно выполнена цементация затрубного пространства.

Технологический шурф предназначен для размещения на его забое сосредоточенного заряда ВВ (см. рис. 11.1). В отличие от буровой скважины шурф служит также для спуска-подъема людей, материалов и оборудования.

Для проходки шурфов в глинистых породах целесообразно использовать станки, предназначенные для проходки шахтных колодцев сухим способом на глубину 30—40 м в мягких и средней твердости грунтах.

При работе в устойчивых грунтах и отсутствии водоносных горизонтов шурф можно крепить после его проходки на полную глубину. При наличии в разрезе водонасыщенных пород шурф крепят одновременно с его проходкой. После закрепления шурфа его углубляют до уровня заложения заряда диаметром 800 мм.

Шурф считается подготовленным к ведению взрывных работ, если он очищен от бурового шлама, имеет проектную глубину и диаметр, в него не поступает извне вода, искривление его ствола от вертикали не превышает 1°, качественно выполнена цементация пространства между крепью и породой.

Глубина технологической скважины или шурфа определяется условиями предельной массы камуфлетного заряда ВВ и мощности глинистых пород (рабочей толщи).

Глубина технологической скважины или шурфа h и мощность глинистых пород $m_{гл}$ связаны следующим образом:

$$h = \frac{m_{гл}}{2} + h_к ,$$

где $h_к$ — глубина залегания кровли рабочей толщи (мощность наносов, покрывающих глинистые породы), м.

Простреливаемость глинистых пород. Основной характеристикой механического действия глубинного взрыва на породу является показатель ее простреливаемости $П_{пр}$, представляющий собой отношение объема образовавшейся подземной выработки-емкости к массе заряда ВВ, в силу чего он является исходной, определяющей характеристикой динамической сжимаемости пластичных глинистых пород.

Показатель простреливаемости, характеризуя динамическую сжимаемость глинистых пород и способность их к уплотнению, служит также одним из важнейших критериев оценки их пригодности для сооружения выработок-емкостей энергией взрыва. В этой связи представляет определенный практический интерес анализ данных экспериментального определения $П_{пр}$ в натурных условиях.

Экспериментальные и опытно-промышленные взрывы, выполненные в глинистых породах различных разновидностей, позволили обобщить и проанализировать влияние на величину показателя их простреливаемости таких основополагающих факторов, как глубина заложения заряда, тип ВВ и забойки, а также масштаб взрыва.

Влияние указанных факторов на изменение $П_{пр}$ определялось путем вскрытия и осмотра подземных полостей, а также замера объемов.

Анализ опытных данных показал, что большинство глинистых отложений, пригодных для сооружения в них выработок-емкостей, характеризуются $П_{пр}$ в пределах 0,2—0,3 м^3/кг. При повышении пористости и уменьшении плотности глинистой породы $П_{пр}$ увеличивается.

Анализ экспериментальных работ по сооружению выработок-емкостей в пластичных породах позволил сделать следующие выводы.

Для сооружения выработок-емкостей методом камуфлетных взрывов пригодны породы с содержанием глинистых частиц не менее 10%, а песчаных — не более 60%. Верхний предел содержания глинистых частиц в породе не должен превышать 60—65%. Так, например, низкую простреливаемость глинистых отложений рудного горизонта неогена можно объяснить высоким содержанием глинистых частиц (68%) и высокой степенью водонасыщения породы (97%). Установлено, что при почти равной весовой влажности скифских и неогеновых глин показатели их простреливаемости значительно различаются. В то же время степень водонасыщения скифских глин значительно меньше, чем у неогеновых. Таким образом, чем больше водонасыщена глинистая порода, тем меньше ее $П_{пр}$. Справедливость этого положения в значительной мере зависит от сте-

пени глинистости породы. Так, например, чеганские глины и пестроцветные глины имеют более высокий показатель простреливаемости, чем неогеновые глины, при несколько более высокой степени водонасыщения. Оптимальная влажность уплотнения, то есть влажность, при которой достигается максимальная сжимаемость глинистых пород, практически совпадает с максимальной величиной молекулярной влагоемкости W, которая в свою очередь близка к нижнему пределу пластичности $W_р$. Глинистые породы, естественная влажность которых меньше нижнего предела пластичности, характеризуются более низким $П_{пр}$.

Наиболее высокими значениями $П_{пр}$ характеризуются скифские глины, моренный суглинок и другие породы, естественная влажность которых близка к нижнему пределу пластичности. Таким образом, оценивая глинистые породы по степени их водонасыщения, необходимо учитывать их гранулометрический состав (глинистость). При содержании глинистых частиц в породе до 40 % степень водонасыщения не должна превышать 80%. При более высокой глинистости степень водонасыщения может достигать 95%.

Взрывные работы при сооружении выработок-емкостей выполняют в соответствии с Едиными правилами безопасности при взрывных работах.

При образовании выработок-емкостей методом камуфлетных взрывов применяются сосредоточенные заряды водоустойчивых ВВ, которые тонут в воде и хорошо в ней детонируют (аммониты, детонит М и др.).

При строительстве подземных полостей камуфлетными взрывами масса заряда ВВ $Q_з$, кг, определяется из выражения

$$Q_з = qVe,$$

где $q = 1/П_{пр}$, кг/м^3, V — объем проектируемой емкости, м^3, e — коэффициент относительной мощности ВВ.

Значения коэффициента относительной мощности ВВ e, найденные по идеальной работе взрыва (эталон — аммонит 6ЖВ), следующие:

Аммонит 6ЖВ	1,0	Аммонал водоустойчивый	0,91
Граммонал А-8	0,8	Динафталит	1,08
Аммонит скальный № 1	0,81	Акванит ЗЛ	1,16
Детонит М	0,82		

При сооружении выработки-емкости через шурф диаметр его незакрепленной части позволяет разместить необходимый по массе сосредоточенный заряд ВВ.

При сооружении выработок-емкостей через буровые скважины диаметром 250—300 мм требуется предварительное образование на забое скважины зарядной камеры для размещения основного заряда ВВ. Для этого скважину предварительно простреливают возрастающими по массе зарядами ВВ.

Число прострелок и масса прострелочного заряда зависят от требуемого объема зарядной камеры для размещения основного заряда ВВ с учетом коэффициента заряжания и показателя простреливаемости $П_{пр}$ конкретной разновидности глинистых пород. Общая масса прострелоч-

ных зарядов $Q_{пр.з}$, кг, для образования зарядной камеры определяется по формуле

$$Q_{пр.з} = \frac{Q_з}{П_{пр}\,\Delta},$$

где Δ — плотность заряжания, кг/м^3.

Величина основного заряда ВВ $Q_{о.з}$, кг, определяется, исходя из объема проектируемой выработки-емкости для конкретной мощности глинистого пласта:

$$Q_{о.з} = \frac{V}{П_{пр}} \leqslant Q_{кам},$$

где $Q_{кам}$ — предельная масса заряда ВВ камуфлетного действия, кг.

При этом под предельным зарядом камуфлетного действия подразумевается такой заряд ВВ, взрыв которого не оказывает разрушительного действия на земную поверхность.

Исходя из результатов экспериментальных работ, зависимость предельной массы камуфлетного заряда ВВ от глубины его заложения может быть представлена в виде

$$Q_{кам} = kh^n,$$

где k, n — эмпирические константы, зависящие от физико-механических свойств глинистых пород и типа ВВ.

По результатам экспериментальных данных определены значения эмпирических констант. Для моренного суглинка $k = 0{,}04$, $n = 2{,}8$, а для скифских глин $k = 0{,}04$, $n = 2{,}9$. Анализ результатов экспериментальных работ показывает, что для близких к исследованным по физико-механическим свойствам глинистых пород $k = 0{,}04$, а величина n для легких суглинков составляет $n = 2{,}8$, для более тяжелых разновидностей глинистых пород $n \to 3$.

При строительстве подземных резервуаров камуфлетными взрывами оптимальными являются такие параметры буровзрывных работ, при которых нарушение стенок выработок, то есть их трещиноватость, минимальна, а форма выработок близка к сферической.

Анализ результатов экспериментального строительства подземных резервуаров камуфлетными взрывами показал, что форма выработок-емкостей наиболее близка к шаровой при максимальной плотности заряжания. Изменение плотности заряжания при создании подземных резервуаров камуфлетными взрывами не оказывает существенного влияния на $П_{пр}$.

Установлено, что в пластичных породах в качестве забойки наиболее целесообразно использовать жидкие материалы (воду, глинистый раствор и т.д.), которые обеспечивают полноту использования энергии камуфлетного взрыва и беспрепятственный доступ к выработке-емкости.

Камуфлетный взрыв заряда ВВ сопровождается образованием значительного количества ядовитых газов, заполняющих выработку-емкость.

Основные ядовитые газы при взрывных работах в практически опасных количествах — оксиды азота, оксид углерода, сернистый газ и сероводород.

Расчет необходимого количества воздуха (продолжительности проветривания выработки-емкости) по существующим зависимостям весьма затруднен в связи с тем, что после камуфлетного взрыва значительное количество ядовитых его продуктов защемлено в порах и трещинах глинистых пород. Эти газы длительное время дренируют в выработку-емкость и представляют опасность для людей.

Результаты экспериментальных работ, а также анализ литературных данных показали, что наиболее приемлемой схемой вентиляции камуфлетных выработок-емкостей по аналогии с вентиляцией тупиковых забоев и камер является нагнетательный способ проветривания.

Вентиляция выработок-емкостей может быть выполнена вентиляторами местного проветривания по трубам диаметром 400, 500, 600 мм и более из прорезиненной ткани типа М.

При выборе диаметра вентиляционного трубопровода следует иметь в виду, что потери давления обратно пропорциональны пятой степени диаметра трубопровода. Количество же энергии, затраченной на проветривание, пропорционально потере давления.

Экспериментальные работы в натурных условиях позволили установить скорость выделения ядовитых газов, которые после взрыва находятся в защемленном состоянии в стенках полости. Так, например, через 24 ч после полного удаления ядовитых газов в выработку-емкость выделилось $6{,}7 \cdot 10^{-3}$ м^3 оксида углерода и $1{,}5 \cdot 10^{-3}$ м^3 оксидов азота, что превышает санитарно-допустимую концентрацию для резервуара объемом 120 м^3 соответственно в 3,5 и 5 раз. Поэтому спуск и работа людей в выработке-емкости допускаются только после ее проветривания и при постоянно работающем вентиляторе.

11.4. УСТОЙЧИВОСТЬ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК-ЕМКОСТЕЙ

Известно, что камуфлетный взрыв заряда ВВ в пластичной породе изменяет ее первоначальные физико-механические свойства и приводит к образованию качественно иного материала с повышенными механическими свойствами в зоне уплотнения.

Положительными факторами действия взрыва на грунт являются уменьшение пористости и размера пор, а также упорядочение ориентации и увеличение дисперсности глинистых частиц, что обусловливает увеличение сцепления и предела прочности на одноосное сжатие.

На основании экспериментальных исследований различных разновидностей глинистых пород и изучения изменений их прочностных свойств в зоне уплотнения представляется возможным выделить следующие характерные области (рис. 11.3): выработку-емкость радиусом R_e, зону растрескивания породы радиусом $R_т$, зону уплотнения (пластических деформаций) глинистых пород радиусом $R_{з.п}$ и зону упругих деформаций

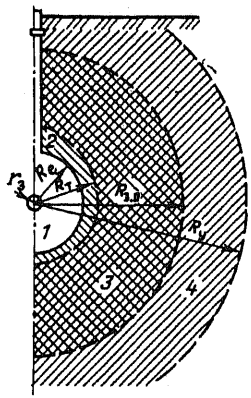


Рис. 11.3. Схема расположения зон остаточных деформаций в окрестности подземной выработки-емкости после камуфлетного взрыва:
1 — выработка-емкость; *2*, *3*, *4* — зоны соответственно трещиноватости, пластических и упругих деформаций

радиусом $R_у$. Проведенные исследования позволили установить, что зона уплотнения глинистых пород характеризуется увеличением предела прочности на одноосное сжатие и сцепления в 2—2,5 раза, увеличением плотности на 5—8% и снижением пористости на 15—30%. При этом отношение величины зоны уплотнения к радиусу образуемой выработки-емкости не зависит от масштаба взрыва и находится в пределах 3—3,5.

Строительство выработок-емкостей в пластичных породах методом камуфлетных взрывов сопровождается интенсивным растрескиванием породного массива в зоне его уплотнения. В зависимости от физико-механических свойств породы и массы заряда ВВ размеры трещин могут изменяться как по величине раскрытия, так и по глубине распространения.

Анализ экспериментальных данных показал, что для большинства исследованных пород зона распространения трещин не превышает 1,5—2 радиусов заряда ($r_з$). Максимальная глубина их распространения (до 3 $r_з$) наблюдается в сводовой части выработки, что оказывает существенное влияние на снижение ее устойчивости.

Установлено, что уплотненные взрывом глинистые породы, вмещающие подземную выработку, не обеспечивают ее длительную устойчивость на срок более 2—3 лет. Это подтверждают результаты наблюдений за 34 подземными резервуарами объемом 130—150 м^3, созданными камуфлетными взрывами на глубине 24—28 м в идентичных условиях скифских глин. Из общего числа семь резервуаров было заполнено светлыми нефтепродуктами, остальные не заполнялись.

На рис. 11.4 приведены диаграммы изменения устойчивости незакрепленных подземных выработок-емкостей во времени. Как видно на рис. 11.4, *а*, выработки-емкости, не заполненные продуктом, имеют определенную тенденцию к полному обрушению, то есть процесс развития деформаций породных стенок не стабилизируется во времени. В более благоприятных условиях находились выработки-емкости, заполненные продуктом. Из семи резервуаров два за период наблюдений сохраняли устойчивость (см. рис. 11.4, *б*).

Натурными наблюдениями за устойчивостью подземных резервуаров, создаваемых методом камуфлетных взрывов, установлено, что уплотненные взрывом глинистые породы способны развивать под действием постоянного пластового давления деформации ползучести и снижать свою прочность во времени, причем этот процесс не стабилизируется. В большинстве разновидностей глинистых пород незакрепленные резервуары сохраняют устойчивое состояние до 2—3 лет. В наиболее благоприятных

геологических условиях, например, в скифских глинах отдельные резервуары сохраняют устойчивость 10—12 лет, однако и в данной разновидности глинистых пород интенсивность вывалообразования не стабилизируется во времени.

Практика сооружения и результаты натурных наблюдений за устойчивостью подземных выработок-емкостей, сооружаемых камуфлетными взрывами, показали, что они не могут быть использованы в качестве хранилищ жидких углеводородов из-за отсутствия длительной устойчивости. От этих недостатков свободна технология сооружения подземных резервуаров через закрепленные шурфы, которая наиболее универсальна, так как она позволяет крепить выработки, обеспечивая их длительную устойчивость и надежность эксплуатации при хранении нефтепродуктов. Наиболее рационально крепление выработок набрызгбетоном, которое обеспечивает максимальную быстроту возведения крепи при высокой степени механизации работ и позволяет отказаться от опалубки.

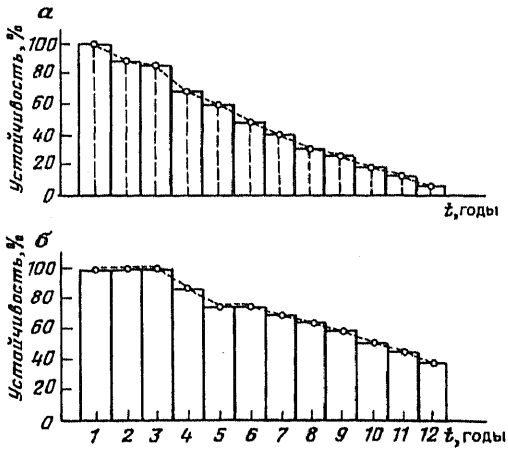


Рис. 11.4. Диаграммы изменения во времени устойчивости незаполненных (*а*) и заполненных (*б*) нефтепродуктом подземных выработок-емкостей в глинистых породах

11.5. КРЕПЛЕНИЕ ВЫРАБОТОК-ЕМКОСТЕЙ НАБРЫЗГБЕТОНОМ

Технологические операции по креплению выработок-емкостей набрызгбетоном, схема размещения оборудования и материалов для которых представлена на рис. 11.5, выполняется в следующей последовательности. Тщательно перемешанную сухую смесь (цемент, песок и крупный заполнитель) с помощью ленточного конвейера подают в бетоншприцмашину, например, БМ-68, из которой под давлением сжатого воздуха она поступает по шлангам в сопло. Давление воздуха в бетоншприцмашине, как правило, не превышает $24{,}5 \cdot 10^4$ Па и контролируется электроконтактным манометром, соединенным с пускателем электродвигателя и отрегулированным таким образом, что при повышении давления в рабочей камере сверх установленного на $(0{,}98-1{,}96) \cdot 10^4$ Па происходит автоматическое выключение электродвигателя. Одновременно с подачей сухой смеси к соплу по специальному шлангу подводят воду, которая увлажняет смесь (водоцементное отношение составляет, как правило, 0,4—0,45).

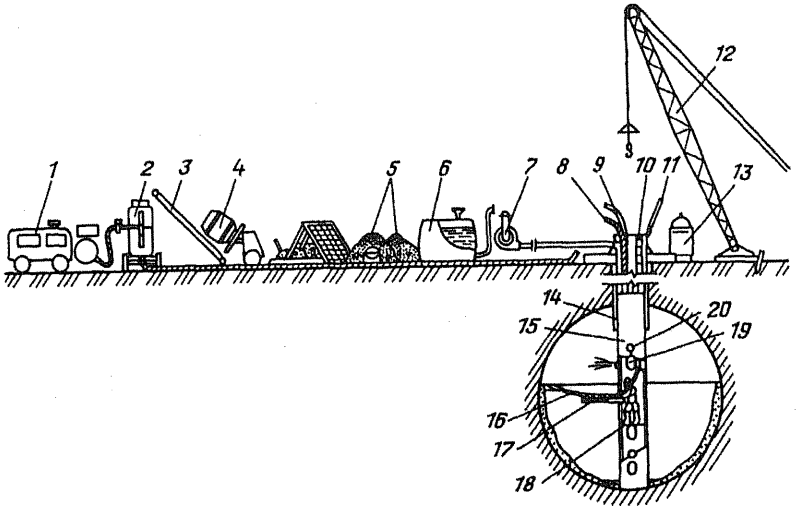


Рис. 11.5. Технологическая схема размещения оборудования и материалов для закрепления выработки-емкости:
1 — компрессор; *2* — бетоншприцмашина БМ-68; *3* — конвейер; *4* — бетономешалка; *5* — песок, щебень; *6* — резервуар для воды с насосом и манометром; *7* — вентилятор; *8* — трубопровод сухой смеси; *9* — трубопровод воды; *10* — аварийная лестница; *11* — ляда; *12* — стрела подъемника; *13* — бадья; *14* — обсадная труба; *15* — защитный кожух; *16* — сопло; *17* — манипулятор; *18* — площадка; *19* — окно рабочее; *20* — окно смотровое

Практика строительства подземных резервуаров показала, что максимальная толщина слоя набрызгбетона, наносимого за один прием, не должна превышать 0,07 м. Наиболее рациональным является метод ведения работ, когда каждый последующий слой наносится через 15—20 мин после нанесения предыдущего. Операции по управлению бетоншприцмашиной выполняют в последовательности, предусмотренной правилами ее эксплуатации. До начала работ по креплению выработок устанавливают временную инвентарную крепь (см. рис. 11.5). Крепь представляет собой защитный кожух из стальной трубы диаметром 920 мм с толщиной стенки 7 мм и длиной 6 м. К нижнему концу трубы приварено дно с упором для центрирования и фиксации кожуха. На боковой поверхности кожуха вырезаны окна размером 300 × 500 мм для выполнения крепежных работ и диаметром 300 мм — смотровые.

Для контроля толщины набрызгбетонной крепи на стенках выработки необходимо закрепить на расстоянии 1,5 м один от другого маяки, выполненные в виде стальных заостренных штырей диаметром 10 мм. Маяки устанавливают с помощью отрезка трубы, снабженного на конце зажимным устройством.

Набрызгбетонную крепь возводят, как правило, снизу вверх. Причем в нижней половине выработки-емкости бетонную смесь укладывают в

один прием до проектной толщины крепи, в верхней — послойно при толщине одновременно наносимого слоя 20—70 мм. Каждый последующий слой наносят не ранее чем через 20 мин после укладки предыдущего.

Работы по возведению набрызгбетонной крепи подземных выработок-емкостей выполняет комплексная бригада в составе: рабочего, его помощника, оператора бетоншприцмашины (он же бригадир), машиниста бетономешалки, машиниста компрессорной станции и подсобных рабочих.

По окончании работы, а также при перерыве более 40 мин питатель бетоншприцмашины и материальный шланг должны быть продуты воздухом, а сопло и смесительная камера разобраны, промыты водой и просушены. Уложенный бетон необходимо в течение 2—3 суток поддерживать во влажном состоянии, периодически орошая его водой.

Разработанная и апробированная в натурных условиях технология крепления выработок-емкостей набрызгбетоном при ручном нанесении имеет ряд недостатков. К основным из них относят: необходимость работы в выработке-емкости людей, сооружение временной крепи для обеспечения их безопасности; при значительной механизации процесса возведения набрызгбетонной крепи сохраняется большая доля тяжелого ручного труда.

Наиболее перспективным направлением совершенствования этого способа является разработка механизированной технологии с применением автоматического устройства, дистанционно управляемого с земной поверхности, для возведения набрызгбетонной крепи. Разработан опытный образец такого устройства и осуществлен комплекс работ по дистанционному возведению набрызгбетонной крепи в заводских и натурных условиях.

Рабочий орган установки состоит из привода, размещенного в цилиндре диаметром 430 мм, длиной 6 м, системы вращающихся трубопроводов для подачи аэровзвеси в пределах рабочего органа и бетонируемой выработки-емкости, камеры для передачи затворителя, программного устройства и электропривода. В комплект оборудования входит наземный комплекс, состоящий из подъемника рабочего органа, бетоншприцмашины непрерывного действия для питания рабочего органа аэровзвесью сухой смеси, размещаемой на двухосном прицепе, и другое вспомогательное оборудование (рис. 11.6).

Перед спуском рабочего органа в выработку-емкость проводится его наладка (проверка работоспособности привода, конечных выключателей токосъемника, запитки электропневмозолотников, датчиков, состояния механического и электромеханического оборудования, входящего в конструкцию рабочего органа и вспомогательного оборудования). Затем рабочий орган установки опускают в выработку-емкость на заданную глубину. Корпус рабочего органа раскрепляется в трубе эксцентриковыми захватами. Набрызгивание бетонной смеси выполняют следующим образом. Подают сжатый воздух от компрессора, например, АК-10, через воздухосборник В-4. Давление воздуха в воздухосборнике не должно превышать $6{,}06 \cdot 10^5$ Па, расход — 9 м^3/мин. Далее подают затворитель с

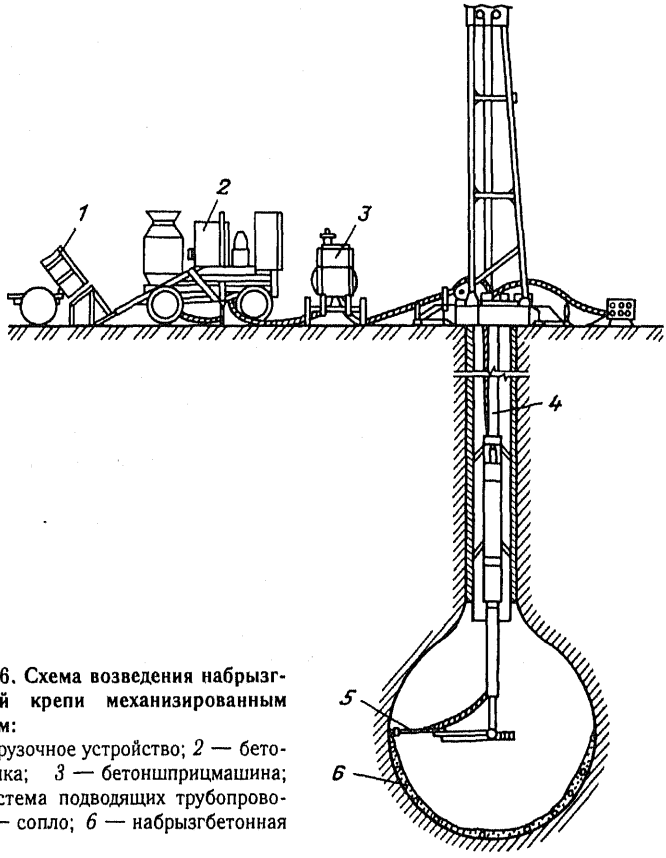


Рис. 11.6. Схема возведения набрызгбетонной крепи механизированным способом:
1 — загрузочное устройство; *2* — бетономешалка; *3* — бетоншприцмашина; *4* — система подводящих трубопроводов; *5* — сопло; *6* — набрызгбетонная крепь

заранее оттарированным расходом и в течение 1—2 с сухую смесь (включают бетоншприцмашину непрерывного действия БМ-68), с выдержкой 1—2 с включается в работу программное устройство и запускается привод рабочего органа. След факела набрызгиваемой бетонной смеси движется по винтовой спирали с линейной скоростью 0,1—0,15 м/с. При этом вершины двух соседних витков полос находятся на расстоянии 0,15 м один от другого. Этим обеспечивается перекрытие полос, то есть сплошность возводимой крепи.

При вращении центральной трубы рабочего органа происходит подъем сопла с постоянной угловой скоростью. При достижении соплом крайнего верхнего положения происходит остановка рабочего органа, затем выполняется реверс его до исходного положения.

После окончания работ по креплению выработок-емкостей должно быть подготовлено технологическое оборудование хранилища (насосы, арматура, трубопроводы и др.). Диаметр трубопроводов должен обеспе-

чивать перекачку нефтепродуктов в необходимых объемах (с учетом действующих норм слива и налива), его определяют в конкретном случае гидравлическими расчетами.

Сварочно-монтажные работы выполняют на специальных подмостках, где подготавливают насосное оборудование, сваривают трубы в секции, выполняют монтаж оголовков резервуаров. Сваренные секции труб раскладывают, а насосы опускают в резервуар. После сварки стыков трубопроводы подвергают гидравлической опрессовке, выполняют залив хранимого продукта и пробную его перекачку.

После завершения работ по строительству подземных резервуаров временные сооружения разбирают. Перед заливом продукта территорию хранилища ограждают с установкой предупредительных знаков.

11.6. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ПРИМЕРЫ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КАМУФЛЕТНЫХ ВЗРЫВОВ

Энергия камуфлетного взрыва практически мгновенно создает выработку емкость в соответствующих геологических условиях. Специфика строительства подземных резервуаров обусловливает и характерные области их применения.

Последние годы характеризуются резким увеличением механизации ряда отраслей промышленности и особенно сельского хозяйства. Одной из важнейших задач является надежное обеспечение отдаленных сельских районов нефтепродуктами. В то же время строительство многочисленных, но небольших по объему баз нефтепродуктов, состоящих из металлических резервуаров, экономически малоэффективно, а доставка топлива на значительные расстояния в условиях весенней и осенней распутицы крайне затруднена. Решение этой задачи оказывается возможным, если *нефтепродукты* хранить в подземных резервуарах, созданных камуфлетными взрывами. Замена стальных резервуаров подземными вызывает необходимость обеспечения длительной устойчивости последних (не менее 20 лет). Для этого выработки-емкости крепят набрызгбетоном.

Наиболее рационально хранение жидких углеводородов в подземных резервуарах, сооружаемых камуфлетными взрывами, на небольших по объему кустовых нефтебазах, автозаправочных станциях, а также перевалочных и распределительных базах хранения. Они могут функционировать в качестве оперативных баз и баз долговременного хранения.

Захоронение *токсичных промышленных отходов* в подземных резервуарах может уменьшить опасность загрязнения природной среды. Подземное захоронение твердых и пастообразных токсичных отходов наиболее эффективно в резервуарах, созданных в пластичных глинистых породах камуфлетными взрывами (рис. 11.7).

Поскольку глинистые породы практически непроницаемы и характеризуются высокими обменными и адсорбционными свойствами, надеж-

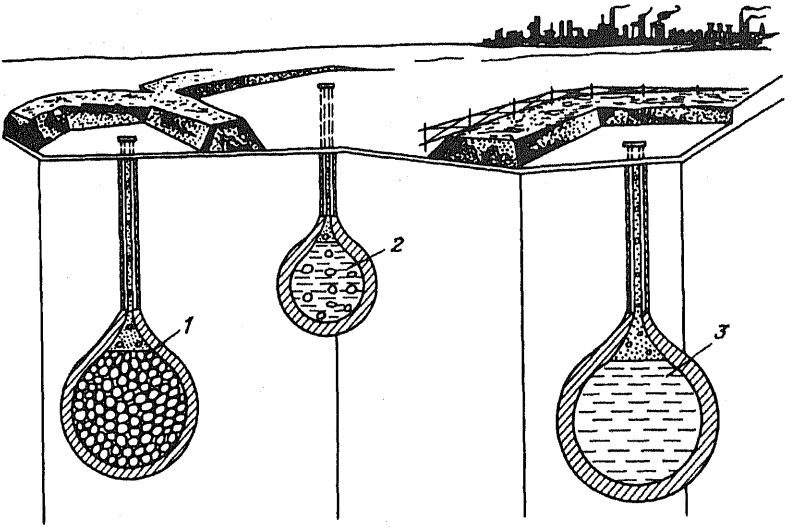


Рис. 11.7. Захоронение промышленных отходов:
1, 2, 3 — подземные резервуары соответственно с твердым, комбинированным и жидким отходами

ность изоляции токсичных веществ обеспечивает достаточно мощный глинистый экран, препятствующий миграции токсичных веществ из подземного резервуара на земную поверхность и в водоносные горизонты. Расчетные данные показали, что глинистый экран мощностью несколько метров вокруг подземного резервуара обеспечивает надежную изоляцию от распространения токсичных веществ в окружающую биосферу.

Оценка инженерно-геологических условий строительства подземных резервуаров камуфлетными взрывами показывает, что пригодными могут быть глинистые породы, залегающие, как правило, в зоне аэрации. В связи с этим такие резервуары могут быть использованы для захоронения только твердых токсичных отходов. При их захоронении значительно снижаются требования к устойчивости подземных выработок-емкостей, а необходимость в их креплении, как правило, отсутствует. Строительство подземных резервуаров можно выполнять через буровые скважины и шурфы.

При этом сама по себе загрузка резервуара промышленными отходами с заполнителем из пластично-вязкого глинистого раствора является строительным процессом, аналогичным поддержанию горных выработок способом закладки.

При возведении таких объектов особое внимание следует обращать на надежную *изоляцию пород*, залегающих выше кровли подземного резервуара. Контроль за состоянием нижнего охранного целика осуществляют посредством систематического отбора проб подземных вод из режимных наблюдательных скважин и их анализа на содержание токсичных

веществ. Распространение загрязнения в породном массиве изучают путем анализа проб грунта, отбираемых при бурении контрольных скважин.

Большинство опытных и опытно-промышленных резервуаров методом камуфлетных взрывов выполнены в скифских глинах, моренных суглинках, а также в неогеновых глинах. В этих резервуарах осуществляли как хранение жидких углеводородов, так и захоронение токсичных веществ.

В толще скифских глин на глубине 24—28 м методом камуфлетных взрывов через буровые скважины созданы 34 опытные выработки-емкости объемом 100—150 м^3 каждая. Скважины бурили станками УРБ-2Т и УРБ-3АМ. Начальный диаметр скважин составлял 395 мм, глубина скважин 18—20,5 м. После обсадки скважин стальными трубами диаметром 325 мм и цементации затрубного пространства скважины углубляли до 28,1 м. Диаметр необсаженной части скважин составлял 295 мм. На забое необсаженной части скважин взрывами прострелочных зарядов создавали котловую полость, в которую размещали основной заряд ВВ. При создании выработок-емкостей использовали сосредоточенные заряды гранулированного тротила массой 370—670 кг. В качестве забойки применяли воду, которую заливали в скважины до их устьев. Радиус образованных взрывами выработок-емкостей составлял 2,8—3,3 м.

Для откачки продукта выработки-емкости были оборудованы струйными установками, а оголовки скважин обвязаны технологическими трубопроводами. Из общего числа семь выработок-емкостей было залито нефтепродуктами. Хранение их в незакрепленных выработках-емкостях показало, что они сохраняют устойчивость в течение 3—5 лет. Причем определить заранее их устойчивость практически невозможно, что исключает возможность надежной эксплуатации хранилищ.

Устранение этих недостатков, как это было показано выше, обеспечивает технология сооружения подземных резервуаров через *шурфы с применением набрызгбетонной крепи*. Технологию строительства подземных резервуаров через шурфы и их закрепление набрызгбетоном опробовали на площадке, где ранее были созданы выработки-емкости через буровые скважины.

Шурфы пройдены копателем шахтных колодцев КШК-30. Начальный диаметр шурфов составлял 1,25 м, глубина в зависимости от объема резервуаров составляла 18—22 м. Шурфы крепили стальными трубами или железобетонными кольцами, внутренний диаметр которых составлял 1 м, а закрепное пространство цементировали. Дальнейшую проходку шурфов осуществляли диаметром 0,8 м до глубины заложения заряда ВВ 22—26 м. На забое незакрепленной части шурфов размещали сосредоточенные заряды аммонита 6ЖВ, устраивали гидрозабойку и выполняли взрывы. После сооружения выработок-емкостей обеспечивали их вентиляцию и возводили набрызгбетонную крепь.

Основные технологические параметры закрепленных набрызгбетоном подземных резервуаров, созданных камуфлетными взрывами в скифских глинах, приведены в табл. 11.1.

Таблица 11.1

Номер резервуара	Параметры шурфов		Масса заряда ВВ, кг	Объем резервуара, $м^3$	Глубина почвы полости после взрыва, м	Показатель простреливаемости, $м^3/кг$	Плотность заряжания, $т/м^3$	Тип ВВ
	Глубина, м	Величина закрепленной части, м						
1	14,0	12,0	80	18,5	15,5	0,23	0,8	Аммонит 6ЖВ
2	23,5	18,0	320	70	26,7	0,22	0,8	То же
3	22,5	18,5	334	62	24,4	0,19	0,25	Граммонит 79/21
4	25,1	20,6	500	105	27,1	0,21	0,8	Аммонит 6ЖВ
5	25,0	20,9	500	100	27,6	0,2	0,14	То же
6	25,4	21,7	500	120	27,6	0,24	0,8	—"—
7	24,5	20,4	535	120	26,8	0,22	0,8	Граммонит 79/21 (495 кг), аммонит 6ЖВ (40 кг)
8	25,0	20,0	534	120	27,0	0,22	0,8	Граммонит 79/21 (10454 кг), аммонит 6ЖВ (80 кг)

Толщина набрызгбетонной крепи составляла 100—150 мм. Для крепления выработок-емкостей использовали портландцемент марки 500, песок с модулем крупности 2,5—3,1 и щебень, максимальная крупность которого не превышала 15 мм. В качестве добавки для ускорения сроков схватывания и твердения набрызгбетона использовали жидкое натриевое стекло.

Участок строительства подземных резервуаров (до 50 м) представлен отложениями рудного горизонта неогена и маломощными четвертичными отложениями (см. рис. 11.7).

По физико-механическим свойствам верхняя часть разреза (суглинки и желто-бурые глины на глубине 10—15 м) характеризуется бóльшим коэффициентом пористости, чем нижняя толща глин. В этой части разреза шурфами вскрыты водопроявления типа «верховодка». Уровень грунтовых вод 3—3,5 м.

Глубина заложения подземных резервуаров в соответствии с данными инженерно-геологических изысканий установлена в интервале 25—30 м.

Ниже приведены усредненные значения основных физико-механических свойств рабочей толщи неогеновых глин (15—45 м); весовая влажность —29%; число пластичности — 24; плотность влажного грунта — 1,9 $т/м^3$; плотность скелета грунта 1,5 $т/м^3$; консистенция — минус 0,19; показатель естественной уплотненности — 1,14; пористость — 45,7%; коэффициент пористости — 0,87; степень водонасыщения — 0,95; полная молекулярная влагоемкость — 30,4%; коэффициент фильтрации $< 10^{-7}$ см/с; показатель простреливаемости — 0,2—0,08 $м^3/кг$.

На выбранном участке возведены 40 подземных резервуаров методом камуфлетных взрывов и выполнено захоронение в них более 2 тыс. т пришедших в негодность ядохимикатов. Для строительства подземных резервуаров станками КШК-30 бурили шурфы до глубины 29 м и взрывали сосредоточенные заряды аммонита 6ЖВ массой до 750 кг. В качестве забоечного материала использовали гидрозабойку. До глубины 22 м шурфы бурили диаметром 1300 мм и обсаживали металлическими трубами диаметром 1020 мм. Диаметр необсаженной части шурфа в интервале 22—29 м составлял 800 мм.

Обсадную колонну в шурфе опускали с помощью автокрана грузоподъемностью не менее 7 т. В интервале 17—22 м затрубное пространство шурфа цементировали. Цементный раствор заливали с земной поверхности по трубе диаметром 50—80 мм, опущенной в зазор между обсадной трубой и стенкой шурфа на глубину 17,2—17,5 м.

Уровень загрузки ядохимикатов не превышал 21 м. После загрузки подземных резервуаров твердыми токсичными отходами осуществляли их консервацию. Плотную загрузку ими подземных резервуаров и ликвидацию пустот в выработке обеспечивали путем нагнетания глинистого раствора. Влажность глинистого раствора была на 1—2% больше верхнего предела пластичности $W_т$ (вязко-текучая консистенция).

Тампонаж шурфа по окончании загрузки токсичных отходов в подземный резервуар включал следующие операции: заполнение утрамбованным глинистым грунтом шурфа на глубину до 1 м от земной поверхности; укладку битума мощностью 0,3 м; окапывание обсадных труб на глубину 1,7 м; срезку обсадных труб на глубине 1,1 м; засыпку шурфа до земной поверхности утрамбованным глинистым грунтом; установку реперов по оси угловых шурфов на земной поверхности.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите виды подземных хранилищ шахтного типа..
2. В чем заключается сущность способа строительства подземных газонефтехранилищ камерного типа с замкнутой системой выработок-емкостей?
3. Раскройте особенности способа строительства подземных газонефтехранилищ камерного типа с обособленными выработками-емкостями.
4. Опишите технологические схемы строительства подземных резервуаров.
5. Дайте характеристику состава наземного комплекса подземных хранилищ в каменной соли.
6. Приведите пример из практики строительства подземных хранилищ в каменной соли.
7. Охарактеризуйте сущность технологии строительства подземных хранилищ с использованием камуфлетных взрывов.
8. Сформулируйте требования к инженерно-геологическим условиям строительства подземных газонефтехранилищ.
9. Как оценить устойчивость подземных выработок-емкостей?
10. Приведите пример строительства подземных хранилищ с использованием камуфлетных взрывов.

Часть III ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

ГЛАВА 12
КРИТЕРИИ ОХРАНЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

12.7. ИСТОЧНИКИ, ВИДЫ И ХАРАКТЕР ВОЗДЕЙСТВИЙ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА ВМЕЩАЮЩИЙ МАССИВ И ОКРУЖАЮЩУЮ СРЕДУ

Воздействия подземного строительства на окружающую среду и вмещающий массив горных пород очень разнообразны. Характер и интенсивность этих воздействий зависят от *площади*, занимаемой подземным объектом, и их *длительности*.

В зависимости от размеров площади подземных сооружений различают следующие типы воздействия на породный массив:

1) *компактные* (фиксируются от подземных залов ГЭС или АЭС, котлованов, подземных промышленных помещений и др.);

2) *линейные* (наблюдаются от каналов, трубопроводов, подземных авто- или железнодорожных тоннелей и др.);

3) *площадные* (возникают от карьеров, подземных водохранилищ, подземных промышленных предприятий и т.п.).

По длительности выделяют следующие виды воздействий:

1) *мгновенные* (взрывы, обрушения масс породы);

2) *кратковременные* (затопление подземных помещений прорвавшейся водой);

3) *временные* (проходка подготовительных выработок);

4) *длительные* (эксплуатация подземных сооружений).

В первых двух случаях воздействия носят неустановившийся характер, в последнем установившийся, в третьем случае характер воздействия может быть как установившимся, так и неустановившимся. Строительству подземного сооружения предшествует проходка горно-строительных выработок. В зависимости от способа ведения работ и характера подземного сооружения его воздействие на массив и окружающую среду проявляется по-разному.

Так, при строительстве подземных сооружений *открытым способом* это воздействие проявляется в следующем:

1) при выемке котлованов снимается естественная нагрузка на нижележащие слои горных пород. Каждые 10 м выемки соответствуют уменьшению давления примерно на 0,2 МПа. Снятие нагрузки способствует разуплотнению пород;

2) в днище и откосах котлована временно обнажаются породы, ранее недоступные для агентов выветривания;

3) котлован становится дреной для поверхностных и подземных вод, нарушает условия поверхностного и подземного стока;

4) в процессе проходки котлованов свойства горных пород часто ухудшаются вследствие неправильного выбора способов горно-строительных работ;

5) в областях с континентальным климатом котлованы нарушают сложившийся теплообмен, и происходит промораживание или оттаивание горных пород.

К наиболее распространенным факторам техногенного воздействия на массив горных пород при строительстве подземных сооружений *подземным способом* относятся следующие:

1) нарушение естественного напряженного состояния массива горных пород, приводящее к пучению, горным ударам, развитию горного давления. Горное давление в местах пересечения региональных разломов и на участках аномального напряженного состояния может достигать 5 МПа. Пучение обычно приурочено к участкам пластичных горных пород, а горные удары — к участкам развития наибольшего напряжения в изверженных или метаморфических породах;

2) дренирование подземных вод, которое при неравномерной и значительной проницаемости массива горных пород приводит к прорывам водных масс и выносу заполнителя карстовых полостей, крупных трещин и зон тектонического дробления в подземные выработки;

3) дренирование газов, содержащихся в массиве горных пород. При больших давлениях газов в пористых породах, обладающих коллекторскими свойствами, могут происходить выбросы породы и газа;

4) нарушение температурного поля породного массива, вмещающего подземные сооружения.

Строительство и эксплуатация *гидротехнических сооружений* связаны с особым экологическим риском — авария может вызвать катастрофическое затопление больших территорий. Комплекс гидротехнических сооружений оказывает определенное техногенное воздействие на окружающую среду.

1. Происходит изменение напряженно-деформированного состояния породного массива в результате дополнительного обводнения и увеличения фильтрационного напора; ухудшение прочностных и деформационных свойств пород вследствие их увлажнения фильтрационными водами; увеличение и перераспределение напряжений под действием веса водоприемника, ограждающих дамб и воды; повышение гидростатического давления; взвешивающее воздействие напорных подземных вод; влияние динамических нагрузок от вибрации трубопроводов.

2. Развиваются суффозионные и оползневые деформации пород под влиянием естественных напряжений и обводнения при неблагоприятном сочетании природных и техногенных факторов.

3. Происходят разуплотнение и выветривание пород в откосе выемок под действием осадков, колебаний температуры в условиях разгрузки естественных напряжений и осушения в процессе строительства.

4. Отмечаются выдавливание дна котлована здания ГАЭС во время строительства и разуплотнение пород под влиянием гидродинамического давления высоконапорных водоносных горизонтов.

5. Изменяются гидрогеологические условия на территориях, примыкающих к верхнему водоему: формируются техногенные водоносные горизонты, меняется режим подземных вод, развивается заболачивание.

6. При строительстве ГАЭС с подземными водоемами на глубине 800—1000 м в массиве скальных пород наблюдается формирование зон разгрузки.

7. Изменяются местный базис эрозии и микроклимат.

8. Происходит оползневая и волновая переработка берегов нижнего бассейна под действием ритмического колебания уровня воды при больших скоростях его спада и подъема (1,2—2 м/ч), возникающих течений, интенсивного выветривания пород в зоне сработки уровня и фильтрационных деформаций склонов.

Очень разнообразным является воздействие водопроводных, энергетических, комбинированных и других видов *трубопроводов* на окружающую среду.

1. Создание этих сооружений сопровождается накоплением отвалов пород, образующих пригрузку на бровках выемок, искажающих рельеф местности и вследствие размыва дождями и развевания ветром засоряющих прилегающую территорию.

2. Снижается устойчивость склонов на участках их подрезки, что приводит к оживлению древних и образованию новых оползней.

3. Изменяется сложившийся в естественных условиях поверхностный и подземный сток, происходит загрязнение подземного стока за счет инфильтрации из трубопровода и его подпитывание от поверхности водоносного горизонта. Это может привести к подтоплению пониженных участков рельефа, изменению условий питания и дренирования грунтовых вод на больших площадях.

Таким образом, все подземные сооружения, независимо от их типа, при строительстве и эксплуатации воздействуют на массив горных пород, который служит для них основанием и вмещающей средой. Воздействие это выражается в передаче сжимающих, растягивающих, сдвигающих напряжений и деформаций, изменении теплового и фильтрационного режимов и т.п. В то же время на сооружение воздействуют геологические процессы, происходящие в естественных условиях в породном массиве (сейсмопроявления, карстообразование, гравитационные процессы, суффозия, выветривание и т.п.). В результате на участке строящегося или эксплуатируемого подземного объекта формируется область его взаимодействия с геологической средой, в пределах которой изменяются состав,

свойства пород и гидрогеологические условия. Характер, интенсивность и скорость этих изменений зависят от геологического строения массива, развивающихся геологических процессов, типа подземного сооружения, технологии ведения горно-строительных работ, сроков строительства, режима эксплуатации объекта и климатических условий.

Следовательно, под областью взаимодействия подземного сооружения с массивом горных пород понимается та часть породного массива, в пределах которой в периоды строительства и эксплуатации подземного сооружения происходят существенные изменения состава, состояния, свойств горных пород и развиваются геологические процессы. За границы области принимаются пределы, за которыми означенные изменения не имеют практического значения.

Границы и форма области взаимодействия для разных типов подземных сооружений различны. Однако существуют области, основные характеристики которых являются общими для большинства типов подземных объектов. Такой общей областью является область технологической неоднородности, в которой можно выделить несколько самостоятельных зон.

Зона техногенного разуплотнения — зона снижения естественной плотности горных пород в результате уменьшения природной или искусственной нагрузки.

Разуплотнение развивается вследствие проявления упругих свойств пород и выражается в увеличении объема пород в основном в результате раскрытия сомкнутых трещин. Разуплотняющее воздействие на породы оказывают напорные воды. Наиболее интенсивному разуплотнению подвержены глины, не обладающие жесткими структурными связями.

Разуплотнение в массиве горных пород сопровождается двумя видами процессов:

1) разгрузкой естественных напряжений массива и как следствие происходящим при создании карьеров и различных выемок для сооружений разуплотнением горных пород;

2) выветриванием, обычно накладывающимся на разуплотнение горных пород, что приводит к существенному или полному изменению их состава, структуры и инженерно-геологических свойств.

Одной из главных задач управления свойствами системы «подземное сооружение — породный массив» является определение границ зоны естественного разуплотнения пород и физико-механических свойств пород в ней. Границы зоны разуплотнения определяют глубину разработки, параметры укрепительной и противофильтрационной цементации, необходимость проведения анкерного крепления, заделки трещин и других конструктивных и подготовительных мероприятий.

Зоны разуплотнения в зависимости от типа пород проявляются поразному. В скальных породах разуплотнение проявляется преимущественно в раскрытии трещин. В блоках пород, ограниченных трещинами, прочность и плотность пород вне зоны выветривания остаются практически неизменными. Поэтому главным критерием для определения мощности зоны разуплотнения скальных пород является степень трещиноватости.

В глинистых породах наряду с образованием микроскопических и мелких трещин в процессе разуплотнения происходит увеличение объема пород в блоках между трещинами за счет проявления упругих сил и набухания породы. При этом критерием для определения нижней границы зоны разуплотнения служит глубина, ниже которой плотность породы остается практически постоянной.

Породы в зонах разуплотнения характеризуются пониженными сопротивлением сдвигу и прочностью, большей сжимаемостью и значительной водопроницаемостью.

Важный результат взаимодействия горно-строительной выработки с массивом горных пород — разуплотнение пород вследствие снятия пригрузки вышележащих отложений. Техногенное разуплотнение накладывается на естественную зону разуплотнения и характеризуется следующими основными чертами:

1) в результате техногенного разуплотнения существенно изменяются свойства пород по сравнению с прогнозными по данным изысканий, на основании которых определялись тип сооружения, материал и тип его несущих конструкций, способы ведения горно-строительных работ;

2) разуплотнение пород в выработках подземного сооружения способствует возникновению и активизации ряда сопутствующих геологических процессов (набухание, фильтрационные и гравитационные деформации и пр.);

3) в скальных породах разуплотнение обратимо: после пригрузки сооружением трещины смыкаются и плотность породы восстанавливается. В нескальных породах последствия разуплотнения могут быть необратимыми из-за развития сопутствующих процессов;

4) одним из способов инженерной защиты от разуплотнения может быть сокращение сроков ведения горно-строительных работ и укладки бетонной смеси.

В пределах *зоны возможных фильтрационных деформаций* в период строительства подземного объекта развиваются деформации в основном двух типов:

1) выдавливание основания сооружения напорными водами, развивающееся при определенных гидрогеологических условиях в нескальных породах;

2) вымыв заполнителя трещин и полостей в результате длительной работы системы водопонизительных скважин.

Зона ослабления устойчивости откосов характерна для ведения горно-строительных работ *открытым способом*. Создание открытой выработки способствует развитию оползней и обвалов в ее бортах в результате отклонения от проектных параметров и технологии ведения работ.

К основным причинам развития техногенного ослабления устойчивости откосов относятся:

1) изменение напряженного состояния породного массива в результате его подработки горными выработками подземного объекта;

2) снижение прочностных характеристик суглинков, подстилающих покровные образования, под воздействием вибрации машин и за счет обводнения поверхностными водами в результате нарушения условий естественного стока.

Таким образом, виды и характер воздействия подземного строительства на вмещающий породный массив и окружающую среду могут быть различными в зависимости от типа и назначения подземного сооружения, горно- и гидрогеологических условий его заложения, способа и технологии ведения строительных работ, длительности эксплуатации сооружения и т.п. Основным источником такого воздействия является особый характер проявления природных и техногенных факторов, обусловленный взаимовлиянием элементов в системе «подземное — сооружение породный массив — технология». Так как подобное взаимовлияние характеризуется прежде всего изменением напряженно-деформированного состояния породного массива, вмещающего подземный объект, и активизацией фильтрационных процессов, то они и служат первоисточниками экологического дисбаланса и негативного воздействия подземного строительства на окружающую среду.

12.2. ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ НАДЕЖНОСТЬ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Все подземные сооружения подразделяются на группы по определенным обобщающим признакам. Одна из таких групп предполагает деление подземных сооружений по уровню надежности, включающему:

- экологическую надежность;
- надежность несущих конструкций;
- технологическую надежность.

Деление подземных сооружений по уровню экологической надежности составляет основу для выработки эффективных решений инженерного обеспечения экологической безопасности подземного строительства.

Экологическая надежность предполагает исключение вредного влияния подземных сооружений:

1) на состояние вмещающего породного массива, подземных вод, ход естественных процессов в месте заложения подземного сооружения и прилегающих к нему районах;

2) на здоровье обслуживающего объект персонала и посетителей.

В последнем случае охрана здоровья людей чаще всего регламентируется временем пребывания людей в подземных сооружениях, в соответствии с чем они дифференцируются на объекты:

- кратковременного пребывания (от нескольких минут до 1 ч);
- со средней продолжительностью пребывания (1,5—3 ч);
- длительного пребывания (более 3 ч).

Важнейшими параметрами, определяющими время пребывания человека в подземном сооружении, являются допустимые и оптимальные температурно-влажностные показатели: температуры ($T_{доп}$, $T_{опт}$); относительной влажности ($W^{отн}_{доп}$, $W^{отн}_{опт}$), скорости движения воздуха ($v_{доп}$, $v_{отн}$).

Выбор температурно-влажностных условий для каждого конкретного вида объекта производится на основании нормативной документации: ГОСТ 12.0.001–82, ГОСТ 12.0.003–74, ГОСТ 12.1.005–88, ГОСТ 12.1.014–84, СН–245–71, а также при учете следующих положений:

1. Температурный порог для человека составляет от –10°С до +70°С.

2. Благоприятными считаются температуры, заключенные в пределах +20...+25°С (для умственной работы), +17...+21°С (для легкой физической деятельности) и +12...+17°С (для тяжелой физической работы).

3. Оптимальные значения относительной влажности воздуха для большинства производственных процессов находятся в пределах 30–60%.

4. Скорость воздушного потока на рабочем месте на производстве не должна превышать 2 м/с, а в учреждениях — 0,1 м/с.

Следовательно, по температурно-влажностным условиям, которые, с одной стороны, определяются требованиями технологии осуществляемого процесса, а с другой — условиями комфорта для людей, все городские подземные объекты можно подразделить на сооружения, предназначенные для выполнения:

1) *легких физических* работ: объекты зрелищные, медицинские, административные, культовые, связи, библиотеки и т.п.;

2) работ *средней тяжести*: предприятия торговли, общественного питания, коммунально-бытового обслуживания, инженерно-транспортные и т.п.;

3) *тяжелых работ*: объекты промышленности, энергетические и гидротехнические службы и т.п.;

4) работ, связанных с необходимостью поддержания внутри сооружения практически одинаковых температуры и влажности в течение всего года (склады, холодильники).

Требования к температурно-влажностным условиям внутри сооружения каждой из 4-х описанных категорий приводятся в табл. 12.1, составленной на основании соответствующих СНИПов и ГОСТов.

Таблица 12.1

Категория сооружения	Период года	Оптимальные и допустимые температурно-влажностные условия					
		Температура, °С		Относительная влажность, %		Скорость движения воздуха, м/с	
		$T_{опт}$	$T_{доп}$	$W^{отн}_{опт}$	$W^{отн}_{доп}$	$v_{опт}$	$v_{доп}$
1	Холодный	21–24	17–22	40–60	75	0,1	0,1–0,2
	Теплый	22–25	19–28	40–60	55–60	0,1–0,2	0,1–0,3
2	Холодный	17–23	13–23	40–60	75	0,2	0,3–0,4
	Теплый	20–23	15–27	40–60	65–70	0,3	0,2–0,5
3	Холодный	16–18	12–19	40–60	75	0,3	0,5
	Теплый	18–20	13–26	40–60	75	0,4	0,2–0,6
4	Весь период	–1...–0	—	—	85–90	—	—

Данные табл. 12.1 могут служить исходными для оценки *степени водопроницаемости* подземных сооружений. Не вызывает сомнения, что допустимые и оптимальные параметры микроклимата подземного сооружения зависят от совокупного влияния соответствующих показателей вентиляционной струи воздуха в помещениях и тепловлажностного взаимодействия подземного сооружения и вмещающего его массива горных пород.

Известно, что с ростом модуля поверхности уменьшается допустимое количество влаги, которое может профильтроваться в подземное сооружение через обделку. Учитывая, что больший модуль поверхности характерен для менее габаритных сооружений, можно сделать вывод о необходимости использования более плотного материала несущих конструкций (с меньшим коэффициентом фильтрации) при строительстве подземного сооружения меньшего сечения и протяженности.

Следовательно, нормальные температурно-влажностные параметры в подземном сооружении могут быть обеспечены в значительной степени за счет его герметизации — высокой водонепроницаемости несущих конструкций. В свою очередь безотказность работы несущих конструкций обязательно предполагает их устойчивость, а также оптимальный характер взаимодействия с массивом окружающих горных пород. Таким образом, экологическая надежность находится в неразрывной связи с надежностью несущих конструкций подземных сооружений и с технологической надежностью.

Уровень надежности несущих конструкций подземных сооружений зависит от их устойчивости, водопроницаемости, взаимодействия с вмещающими породами. Проблему устойчивости несущих конструкций до недавнего времени рассматривали лишь с позиции одного вида воздействия на конкретный элемент системы «подземное сооружение — массив вмещающих горных пород». Однако, например, водопритоки через обделку подземного сооружения, с одной стороны, разрушают несущие конструкции, а с другой стороны, создают неприемлемые микроклиматические условия для пребывания человека. Возникает вопрос не только о допустимой степени проницаемости этих конструкций и о влиянии процессов фильтрации на свойства материалов обделки и их устойчивость, но и о связи водопроницаемости несущих элементов со свойствами массива горных пород и т.п.

Поэтому обеспечение надежности подземного объекта должно основываться на комплексе защитных мер, направленных на вовлечение в работу как соответствующих свойств самого подземного сооружения, так и породного массива, и технологических приемов его строительства, поддержания и эксплуатации. Следовательно, надежность любого объекта подземного строительства подразумевает надежность системы «подземное сооружение — массив горных пород» в комплексе, а не по отдельным ее элементам.

Помимо упомянутых выше направлений, *экологическая надежность* предполагает обеспечение комфорта пребывания и деятельности

человека, как одного из важнейших элементов экосистемы, в подземных помещениях.

Подземные условия уже сами по себе отличаются спецификой труда и обусловливают необходимость рационально приспособить промышленную среду к психическим особенностям и физиологическим функциям человека в соответствии с требованиями, предъявляемыми к конкретной трудовой деятельности.

Из изложенного следует, что надежность подземных сооружений нельзя рассматривать в отрыве от массива вмещающих пород и тех процессов, которые происходят как в подземном пространстве, так и на земной поверхности в результате ведения подземных и градостроительных работ. Массив горных пород воспринимает нагрузки и другие воздействия от надземных частей зданий, является проводником тепломассообменных и других процессов к подземному сооружению.

При отсутствии обеспеченной надежности или устойчивости массива горных пород вся система становится также ненадежной. Более того, ненадежность вмещающих горных пород вызывает, как правило, появление таких деформаций и напряжений в конструкциях подземного объекта, при которых они становятся ненадежными даже в тех случаях, если их надежность сама по себе (без учета влияния массива горных пород) и была обеспечена.

В то же время отсутствие достаточной *технологической надежности* и *надежности несущих элементов* подземного сооружения вызывает нарушение равновесно-напряженного состояния вмещающего массива и активизацию нежелательных естественных процессов в породах. Поэтому экологическая надежность не может существовать сама по себе, а должна быть четко скоррелирована с технологической надежностью и надежностью строительных конструкций подземного объекта.

ГЛАВА 13
ОХРАНА ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

13.1. НАРУШЕНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ РАБОТАХ

Нежелательные преобразования окружающей среды при горно-строительной деятельности определяются в основном двумя группами факторов:

- нарушениями поверхности над отработанными площадями горных выработок;
- формированием в районе горно-строительных работ породных отвалов.

Среди причин, вызывающих нарушения окружающей среды при горно-строительной деятельности, выделяют следующие.

1. *Геомеханические*: отсыпка отвалов, строительство карьеров, деформация поверхности в результате строительства горных выработок и освоения месторождений, хранение отходов и т.п. В результате происходят изменения рельефа, геологической структуры горного массива, грунтов, почв.

2. *Химические*: эмиссия газов и химически активной пыли, сбросы загрязненных вод, воздействие токсичных компонентов из отвалов и хвостохранилищ, что вызывает изменение состава и свойств атмосферного воздуха, загрязнение водного бассейна, почвы.

3. *Физико-механические*: сбросы вод, загрязненных суспензий, эмиссия пыли, аэрозолей. Последствиями этого вида нарушений являются изменение состава и свойств атмосферного воздуха, вод, свойств почвы.

4. *Термические*: загрязнение воздуха, сбросы подогретых вод и нагнетание их в породный массив. Они вызывают изменение состава и свойств атмосферного воздуха, биохимических процессов в водном бассейне, изменение микроклимата.

5. *Гидрогеологические*: дренирующее воздействие подземных горных работ на окружающий породный массив, деформация поверхности в связи с дренажными работами, отсыпкой отвалов, строительством карьеров и дренажных выработок и т.п. Результат воздействия отражается в изменении уровня, миграции, температуры подземных вод, что может явиться причиной уменьшения их запасов и других опасных явлений.

Все техногенные нарушения природной среды, спровоцированные подземным строительством, подразделяются на два типа:

- *ландшафтно-экологические*, действие которых проявляется не только в пределах земельного отвода, но и на прилегающих территориях и имеют межрегиональное значение;
- *горно-геологические*, отрицательные последствия которых ограничиваются районом подземного строительства.

Результаты подобных воздействий отражены в табл. 13.1.

Земли, утратившие свою ценность или являющиеся источником отрицательного воздействия на природную среду в результате производственной деятельности человека, называются нарушенными землями.

Нарушение земель происходит уже при оснащении площадки под ведение горно-строительных работ — дефляция (развевание) закрепленных растительностью песков вследствие вырубки кустарниковой растительности на топливо с корчевкой корней при земляных работах, производимых в процессе строительства подъездных дорог, подготовки горно-строительных площадок, при прокладке трубопроводов и крупных оросительных каналов. Вырубка деревьев в дальнейшем отрицательно влияет на экологическое равновесие, зачастую приводя к ухудшению состава атмосферы и нередко к обмелению рек. Отрицательное влияние на окружающую среду оказывают выделяющиеся при крупных массовых взрывах газы.

Таблица 13.1

Объект воздействия	Техногенный фактор воздействия	Результат воздействия
	Ландшафтно-экологические нарушения	
Природные комплексы ландшафта	Создание значительных по размерам выемок (карьеров) и насыпей (отвалов и пр.); дренажные работы; строительство сооружений и коммуникаций	Образование техногенного ландшафта; сокращение земельных ресурсов; деформации земной поверхности
Гидросфера	Дренажные работы; водозабор для технических нужд подземного строительства; сброс шахтных и сточных вод; геохимическое рассеивание токсичных веществ, тяжелых металлов из карьеров, отвалов и т.п.	Нарушение гидрологического и гидрогеологического режимов водного бассейна; истощение запасов подземных и поверхностных вод; загрязнение и ухудшение качества вод
Атмосфера	Совокупность технологических процессов (бурение, взрывание, погрузка горной массы); обнаженные поверхности карьеров, отвалов; производственный шум и т.п.	Ухудшение качества воздуха в результате выделения пыли при бурении, погрузочно-транспортных, отвальных и других работах; загазирование атмосферы при взрывании пород, горении отвалов
Почвы	Строительство горных выработок, сооружений и коммуникаций; сброс шахтных и сточных вод; геохимическое рассеивание токсичных веществ и тяжелых металлов из карьеров, отвалов и т.п.	Уничтожение, обеднение, загрязнение, ухудшение качества почв
	Горно-геологические нарушения	
Недра	Строительство горных выработок; искусственное нагружение склонов; дренажные работы; захоронение твердых и жидких отходов; принос и аккумуляция естественными водотоками техногенных грунтов	Изменение природного напряженно-деформированного состояния массива горных пород; затопление и обводнение выработок; развитие карстовых процессов; загрязнение недр; морозное пучение; деградация многолетней мерзлоты; оползни; выдавливания; техногенные преобразования естественных речных осадков

При сооружении и эксплуатации *транспортных трасс и промышленных площадок* происходят деформация структуры и ухудшение качества почвенного слоя, уничтожение травяного покрова, вырубка кустарников и деревьев, нарушение гумусового слоя, аналогичные нарушения на соседних с дорожным полотном земельных участках (разрезах), из которых берется порода для строительства дорог, создание нового микроландшафта на отдельных участках трассы в связи с устройством выемок и насыпей, сооружением дамб и пр.

Уничтожение травяного покрова и кустарников в связи с подготовительными работами на полотне дороги и разработкой резервов может иметь неблагоприятные экологические последствия в районах с неблагоприятными географическими условиями (полупустыни, высокогорья,

притундровые территории), где процессы восстановления растительного покрова протекают медленно. Нарушения гумусового слоя, сопровождающиеся изменением структуры почв, загрязнением песком, гравием, щебнем и связующим материалом, по своим последствиям наиболее существенны для плодородных земель.

Прокладка дорожных трасс в лесистой местности сопровождается вырубкой леса на площади 1—1,5 га на 1 км дорог. Вырубка леса на территориях вечномерзлых пород может изменить температурный режим земной поверхности. При оттаивании мерзлых пород возможно образование просадочных форм рельефа, появление новых водотоков и постепенное заболачивание трассы и примыкающих к ней земельных участков.

Бездорожная *транспортировка грузов* на автомобилях высокой проходимости, тракторах, перемещение буровых установок и самоходных машин по подъездным трассам особенно опасны с точки зрения экологии в районах тундры. Природа тундры очень ранима, нарушения почвенно-растительного покрова на бездорожных трассах сохраняются в течение многих лет, а иногда не восстанавливаются вообще. При этом наблюдается два основных вида нарушений:

1) нарушения, вызываемые движением одиночных колесных машин по травяному или маломощному снежному покрову тундры, приводящие к смятию, уплотнению и деградации растительного покрова над моховой подстилкой и органическим почвенным слоем;

2) нарушения, вызываемые движением одиночных гусеничных машин или интенсивным движением транспортных машин, приводящие к разрушению растительного покрова и органического почвенного слоя и резко меняющие тепловой баланс почв, результатом чего являются гибель растительного покрова, эрозия почвы и термокарсты.

В средних широтах негативные экологические процессы, связанные с прокладкой трасс, менее ощутимы в связи с достаточной интенсивностью процесса восстановления травяного покрова. В полупустынных и пустынных районах последствия таких работ практически необратимы.

К основным мероприятиям, направленным на сокращение экологического ущерба от *сооружения и эксплуатации автомобильных и тракторных дорог*, относят:

1. Тщательный выбор видов транспортных связей и дорожных трасс с учетом конкретных географических условий, обеспечивающий снижение нарушения почвенно-растительного покрова местности.

2. Оптимизация конструктивных параметров, технологии сооружения, эксплуатации и ремонта дорожного полотна.

3. Выбор транспортных машин, обеспечивающих наибольшую сохранность дорожного полотна в процессе эксплуатации.

4. Установление наиболее благоприятных периодов для осуществления основных транспортных операций с учетом климатических условий и характеристик полотна трассы.

5. Проведение восстановительных работ на земельных участках, нарушенных при сооружении и ремонте дорог (снятие и сохранение почвен-

ного слоя при разработке резервных земель с последующим перекрытием им вскрытых пород; укрепление от эрозии откосов выемок и насыпей).

6. Проведение восстановительных работ после окончания эксплуатации дороги с осуществлением элементарных агротехнических мероприятий по улучшению загрязненных и эрозирующих земельных участков.

Естественное состояние почвенно-растительного покрова нарушается и на земельных участках, на которых оборудуются производственные площадки для ведения буровых и горных работ. Нарушения сводятся к уничтожению древесно-кустарниковой растительности, деградации и гибели травяного покрова, уплотнению, загрязнениям почвенного слоя горюче-смазочными материалами, промывочными жидкостями, буровым шламом. Площади нарушения почвенно-растительного покрова на горно-строительных участках варьируются в широких пределах, меняясь от сотен квадратных метров при проходке неглубоких шурфов до нескольких тысяч квадратных метров и более при проведении сети канав или комплекса подземных горных выработок.

Отвалы горных пород, образуемые при проведении подготовительных выработок, разделяют на временные и постоянные.

К *временным отвалам* относят скопления породной массы, выданной на поверхность в процессе проведения канав и неглубоких шурфов, впоследствии используемой для засыпки этих выработок после осуществления их геологической документации и опробования.

Породы, выдаваемые из других подготовительных выработок, складируются на поверхности в *постоянные отвалы* (практически не отличающиеся от отвалов горных предприятий). Размеры этих отвалов в подавляющем большинстве случаев меньше, чем размеры отвалов на земельных отводах горных предприятий, но количество их велико, а размеры нередко также значительны.

Проектирование и проходка подготовительных стволов шахт и штолен с комплексом подземных выработок необходимо осуществлять с учетом использования их в процессе последующей эксплуатации объекта. Это позволяет в значительной степени снизить экологический ущерб.

Нарушение экологического баланса при воздействии на земную поверхность может наблюдаться при применении мероприятий инженерной защиты окружающей среды без должного тщательного учета всех факторов и природных условий отдельных регионов. Так, например, мелиоративные мероприятия, проводимые при восстановлении земной поверхности, нарушенной горно-строительными работами, и направленные на улучшение водного режима и почвенных условий, часто приводят к негативным последствиям.

При чрезмерном орошении и фильтрации в почву вод оросительной сети происходит подъем уровня минерализованных грунтовых вод. Поднимаясь по капиллярам в верхние слои почвы, минерализованные воды испаряются и оставляют у поверхности соли. Интенсивность соленакопления обусловлена прежде всего степенью минерализации грунтовых вод, которая резко возрастает в случае близкого залегания коренных соленосных пород. Причиной засоления может быть также фильтрация прес-

ной воды через дно оросительных каналов. По поверхности водоупорных слоев грунта растекающиеся по дороге к полю воды смешиваются с солеными.

Весьма широко распространенным видом мелиорации является осушение почв, создающее благоприятный режим аэрации почвы для растений. Однако резкое понижение грунтовых вод на значительных территориях может вызвать гибель водораздельных лесов, корневая система которых развивалась при определенном уровне грунтовых вод. Переосушенные торфяники быстро теряют плодородие или могут стать материалом для черных бурь.

Уменьшение сельскохозяйственных и лесохозяйственных площадей, опустынивание, рост площадей техногенных ландшафтов, загрязнение почвы — далеко не полный список негативных последствий человеческого вмешательства в окружающую среду. Влияние горно-строительных работ на почвоизменение структуры и качество земельных ресурсов подлежит детальному рассмотрению с целью выбора мер инженерной защиты.

13.2. НАРУШЕНИЕ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫМИ СПОСОБАМИ

Характер нарушений земной поверхности при строительстве *подземными способами* обусловливается *горными факторами*, определяющими степень геомеханических преобразований земной поверхности и массива горных пород, как то:

- размеры очистной выемки;
- глубина разработки пласта;
- мощность и угол падения пласта;
- прочность пород непосредственной кровли и др.

По *интенсивности проявления* геомеханичских преобразований земной поверхности и горного массива можно выделить следующие их типы:

1) *очень легкий* — характеризуемый перемещениями с сохранением сплошности массива и образованием зоны обрушения;

2) *легкий и средний* — определяемый перемещениями с нарушением сплошности массива и образованием плавной мульды оседания на поверхности;

3) *тяжелый* — перемещение с образованием трещин разлома слоев и выходом их на земную поверхность при подработке пологими пластами;

4) *очень тяжелый* — перемещение с образованием трещин расслоения и уступов на земной поверхности при подработке крутыми пластами;

5) *особой тяжести* — связанный с образованием отдельных воронок и провалов на земной поверхности.

При плавном сдвижении массива горных пород (рис. 13.1, *а*) образуются *мульды проседания* земной поверхности на больших площадях с глубиной распространения до горизонтов очистных работ.

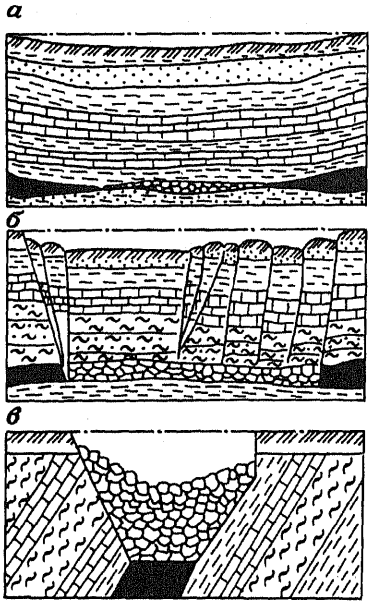


Рис. 13.1. Характерные виды сдвижения горных пород при строительстве подземным способом:
а — без нарушения сплошности пород; *б* — блочное, с нарушением сплошности; *в* — полное нарушение сплошности с перемещением

Сдвижение вмещающего массива горных пород с разрывом сплошности (см. рис. 13.1, *б*) приводит к появлению на земной поверхности различных провальных образований и менее заметных смещений в ореоле провалов. Следствием этого является нарушение ландшафта и гидрогеологии подземных вод. Земная поверхность, подвергшаяся деформации, может быть подтоплена, происходят оползни, обвалы, представляющие опасность для участков земной поверхности (см. рис. 13.1, *в*), прямо не подверженных влиянию подработки.

Геохимические преобразования земной поверхности приводят к нарушению структуры, пористости, влажности и механических свойств грунтов. В зоне сдвижении в активной стадии удельное сопротивление грунту уменьшается в среднем на 25% (до 60%), пористость изменяется в пределах 10%. В затухающей стадии физико-механические свойства грунтов восстанавливаются.

Образование мульды оседания может привести к переувлажнению, заболачиванию, подтоплению территории из-за повышения уровня грунтовых вод, при этом почвенный слой теряет первоначальные биологические свойства. Подъем уровня грунтовых вод до шахтной поверхности примерно равен осадке подработанной территории.

Строительство выработок подземными способами оказывает большое влияние на гидрогеологию прилегающих территорий. При извлечении больших объемов породной массы в зону сдвижения вовлекаются водоносные горизонты, причем на значительных площадях. Особенно ярко это проявляется при применении систем разработки с обрушением.

Дренаж водоносных слоев горными выработками приводит к истощению запасов водных ресурсов в районах горно-строительной деятельности, следствием чего могут быть образование депрессионных воронок и просадка поверхности. Особенно характерна эта ситуация для строительства подземных рудников с осушением шахтных полей. Подземные рудники не только способствуют обезвоживанию смежных территорий, но и превращают сдренированные грунтовые воды в сточные.

При строительстве горных выработок в породах, склонных к самовозгоранию, сдвижение горных пород может сопровождаться эндоген-

ными пожарами, которые, охватывая обширные площади и большие массивы горных пород, не только затрудняют эксплуатацию подземных объектов, но и ведут к дальнейшему развитию обрушения пород, изменению ландшафта и загрязнению атмосферы вредными газообразными продуктами горения.

Таким образом, при строительстве выработок подземными способами ландшафтные нарушения характеризуются параметрами образующихся вследствие подработки прогибов, впадин и провалов на земной поверхности, их гидрогеологическими режимами и особенностями породных отвалов.

Процессы естественного восстановления растительных покровов, почв и рельефов нарушенных земель протекают медленно или неэффективно. Нарушения земной поверхности, как правило, не исчезают и становятся устойчивыми техногенными формированиями. Нарушенные земли подлежат искусственному восстановлению.

С увеличением глубины горно-строительных работ при значительной устойчивости вмещающих пород происходит образование *подземных пустот*, достигающих больших размеров. Наличие подобных пустот сопряжено с опасностью внезапного обрушения вышележащих пород с возникновением ударно-воздушной волны и резким оседанием поверхности. Следовательно, погашение подземных пустот должно являться необходимым элементом в комплексе мероприятий инженерной защиты земной поверхности.

13.3. НАРУШЕНИЕ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК ОТКРЫТЫМИ СПОСОБАМИ

Открытые способы строительства характеризуются сильными нарушениями земной поверхности на значительной территории. Особенно разрушительное воздействие проявляется в пустынях, полупустынях, тундре. В результате интенсивного развевания отвалов в пустынных и полупустынных районах происходит загрязнение атмосферы. В районах многолетней мерзлоты нарушение почвенного покрова влечет за собой быстрое развитие термокарстового процесса.

Открытый способ строительства горных выработок отрицательно влияет на гидрогеологические условия прилегающих к горным работам территорий. Борьба с водопритоками из вскрытых и залегающих ниже водоносных горизонтов приводит к образованию больших депрессионных воронок, в пределах которых из-за обезвоживания существенно изменяется видовой состав растительности или происходит его полная деградация. В результате нарушения структуры почвы ускоряется развитие эрозионных процессов на прилегающих к карьерам территориях, которые косвенно вызывают повреждения земной поверхности далеко за пределами открытых горных работ. Каждый участок земли, нарушенный при открытых способах подземного строительства, оказывает негативное

влияние на прилегающую территорию примерно такой же площади. Строительство карьеров и разрезов сопровождается не только обезвоживанием территории, но и сбором сдренированных грунтовых вод, превращающихся в загрязненные стоки.

Крупные массовые взрывы при строительстве выработок открытым способом сопровождаются выделением огромного количества вредных газов, пагубно влияющих на состав атмосферного воздуха. Ведение горных работ на карьерах сопровождается значительным пылеобразованием с выносом пыли на окружающие территории.

Отвалы вскрышных пород при строительстве открытыми способами в экологическом аспекте характеризуются своим местоположением (внутренние и внешние отвалы), параметрами, формой, физико-химическими свойствами пород и гидрогеологическими режимами.

Необходимо отметить, что характер нарушений земной поверхности при строительстве выработок открытыми способами зависит от характера расположения выработок. Так, при строительстве горизонтальных выработок основной объем пустой породы размещают в выработанном пространстве, а при строительстве наклонных выработок — во внешних отвалах.

При всех описанных видах нарушений земной поверхности следует применять меры инженерной защиты земной поверхности, которые будут представлены в последующих разделах данной главы.

13.4. ВОССТАНОВЛЕНИЕ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ, НАРУШЕННОЙ ГОРНО-СТРОИТЕЛЬНЫМИ РАБОТАМИ

Основная задача восстановления окружающей среды, нарушенной горно-строительными работами, заключается в вовлечении нарушенных земель в хозяйственное или культурное использование путем создания экологически сбалансированной системы, представляющей экономическую и эстетическую ценность. В эту задачу входит также охрана сопредельных территорий от вредного влияния горно-строительных работ. Решение этой задачи включает в себя два этапа: *инвентаризацию* нарушенных земель и их *рекультивацию*.

Выявление, учет и картографирование нарушенных земель с установлением их площадей и качественного состояния называют инвентаризацией нарушенных земель.

Комплекс работ, направленных на восстановление продуктивности и народнохозяйственной ценности нарушенных земель, называют рекультивацией.

Таким образом, *под охраной и рациональным использованием земельных ресурсов* при строительстве и эксплуатации горных выработок следует понимать снижение до минимума или полное исключение нарушений земной поверхности и обеспечение оптимальной продуктивности сельскохозяйственных, лесных и других угодий, расположенных в зоне активного действия подземного объекта. Этого можно достичь за счет

применения системы мероприятий, предусматривающих сохранение, улучшение и направленное изменение земельных площадей. Подобные мероприятия могут быть объединены в две группы:

1) предупреждение и сокращение площади нарушаемых подземным строительством земель путем рационального размещения горно-строительных площадок и различных сооружений, совершенствования технологии подземного строительства, в том числе отвалообразования, утилизации образующихся в процессе строительства выработок, отходов, устранения загрязнения почв и т.п.;

2) восстановление ландшафта — возвращение ландшафту утраченных им свойств и функций или преобразование ландшафта путем придания ему новых функций.

Восстановление нарушенных земель или их рекультивацию в настоящее время связывают главным образом с *открытым способом* ведения работ, наиболее заметно разрушающим окружающую среду. При подземном способе удельный вес рекультивационных работ ниже.

При постановке задач рекультивации нарушенных земель необходимо прежде всего учитывать факторы, определяющие возможность восстановления земель: рельеф местности, литологию, гидрогеологический и водный режимы, климатические условия. На первом этапе необходимо:

1) до начала горно-строительных работ всесторонне изучить состав почвенного слоя и нижележащих вскрышных пород; обеспечить технологическую и календарную увязку снятия почвенного слоя со вскрышей;

2) выбрать места и способ хранения снимаемой с разрабатываемого поля почвы;

3) изучить гидрологию района горно-строительных работ и выбрать наиболее эффективные методы дренажа разрабатываемого поля;

4) определить количество выпадающих осадков, их распределение по временам года; провести метеорологические наблюдения, определить меры борьбы с возможными последствиями ливневых дождей;

5) изучить климат района горно-строительных работ; наладить постоянный контроль за состоянием воздушной среды и за естественными источниками пылеобразования;

6) обосновать наиболее целесообразное использование земель после завершения подземного строительства;

7) изучить экологию района, подверженного влиянию горно-строительных работ, а также образ жизни местного населения; выбрать наиболее подходящую технику для производства рекультивационных работ;

8) известить археологов о времени начала горных работ.

Процесс рекультивации принято делить на рекультивацию *горнотехническую* и *биологическую* (*агробиологическую*). В некоторых случаях, например, при рекультивации отвалов, находящихся в черте населенных пунктов, вместо биологической может быть применена *строительная рекультивация*.

Целью горнотехнической рекультивации является совмещение нарушенных земель с окружающим ландшафтом путем планирования поверхности отвалов, придания устойчивого состояния откосам отвалов и карьеров и выполнение других видов работ (рис. 13.2).

Рис. 13.2. Основные этапы рекультивации нарушенных земель

Наиболее целесообразны отвалы квадратной или прямоугольной формы шириной не менее 200 м с террасированными откосами. Сплошные пологие откосы рекомендуется придавать только отвалам, расположенным в оврагах или между холмами. Горизонтальные площадки (бермы) целесообразно оставлять и на откосах карьеров.

К горнотехнической рекультивации относятся и те мероприятия, которые можно проводить на отвалах в период до начала биологической рекультивации: изоляция отвалов как источников загрязнения прилегающих ненарушенных земель, водоисточников и воздуха; укрепление поверхности отвалов с целью предупреждения водной и ветровой эрозии; создание условий, препятствующих химическому разложению пород.

В зависимости от состава пород отвалов их укрепляют путем систематического орошения, покрытия поверхности крупным гравием, введения в поверхностный слой органических материалов (мелиорирование). Возможно применение и химического способа укрепления, к которому относят покрытие поверхностей рекультивируемых участков коркой из цемента, извести, синтетической древесной смолы.

Наилучшим способом укрепления является нанесение на поверхность фитотоксичных пород мощного биологически активного слоя, например, лессовидных пород, а поверх него — почвенного слоя, чернозема.

В нижние слои отвалов, как правило, укладывают породы, содержащие большое количество серы, солей натрия, кальция, магния, т.е. породы с сильно выраженными кислотными и щелочными свойствами. В последующем их необходимо перекрывать водонепроницаемыми породами, например, глиной (экранирующий слой). Поверх этих пород помещают нейтральные биологически активные породы. В засушливых районах при горнотехнической рекультивации можно формировать такой микрорельеф, который задерживал бы атмосферные осадки. В зависимости от того, в каких целях рекультивируются нарушенные земли, горнотехническую рекультивацию на этом заканчивают или продолжают, размещая на биологически активных породах почвенный слой.

При горнотехническом этапе рекультивации земель предусматриваются следующие основные работы:

- грубая и чистовая планировка поверхности отвалов, засыпка нагорных, водоподводящих, водоотводных каналов, выполаживание или террасирование откосов, засыпка и планировка шахтных провалов;
- освобождение рекультивируемой поверхности от крупногабаритных обломков пород, производственных конструкций, строительного мусора с последующим их захоронением или складированием в отведенных местах;
- строительство подъездных путей к рекультивированным участкам, устройство въездов и дорог на них с учетом прохода техники;
- ликвидация или использование плотин, дамб, насыпей, засыпка техногенных озер и протоков;
- мелиорация токсичных пород и загрязненных почв при невозможности их засыпки слоем потенциально плодородных пород;

• создание при необходимости экранирующего слоя достаточной мощности;

• покрытие поверхности слоем потенциально плодородной почвы;

• противоэрозионная организация территории.

Целью биологической рекультивации является озеленение нарушенных земель и полное восстановление их первоначального биологического потенциала.

Связующим звеном между биологической и горнотехнической рекультивацией является создание на биологически неактивных породах плодородного слоя почвы.

Наиболее распространенным направлением биологической рекультивации является подготовка земель для возделывания сельскохозяйственных культур и пастбищных угодий, овощных и плодово-ягодных культур, лесонасаждений, в том числе парковых и защитно-декоративных.

В начальный период биологической рекультивации возвращенные в сельскохозяйственный оборот земли приходится восстанавливать повторно (ремонтировать), так как неравномерная усадка влечет за собой образование впадин, порой значительных размеров. В этот период не следует высевать многолетние травы или высаживать растения, поскольку они будут неизбежно уничтожены в процессе ремонтных работ.

Продолжительность периода биологической рекультивации обычно составляет 15 — 30 лет. Процесс биологической рекультивации заканчивается только в том случае, если содержание гумуса в новой почве будет соответствовать условиям нормального произрастания высаженных растений.

Без надлежащего досмотра восстановленные земли могут быть уничтожены эрозией. Поэтому только полноценная биологическая рекультивация может защитить нарушенные земли от эрозии, когда органика в виде живого или мертвого напочвенного покрова защищает почву от ударов дождевых капель, а гумус, организуя нужную структуру почвы, обеспечивает ее хорошую водонепроницаемость.

При рекультивации земель, нарушенных в период строительства выработок *подземными способами*, должны быть выполнены следующие требования:

• обеспечение сохранности земной поверхности и сведение к минимуму деформации земельных участков;

• снятие плодородного слоя почвы с земельных участков, предназначенных для размещения шахтных отвалов и подверженных деформации;

• планировка поверхности прогибов путем заполнения их горной породой с последующим нанесением плодородного слоя почвы;

• проведение мероприятий по предотвращению иссушения, заболачивания, развития эрозионных процессов;

• отвод воды, откачиваемой из горных выработок и дренажных скважин, с таким расчетом, чтобы водоотводящие и другие коммуникации не препятствовали работе техники и не ухудшали мелиоративного состояния земель;

• террасирование или выполаживание склонов при подготовке отвалов для биологической рекультивации с учетом обеспечения возможности проведения работ по озеленению и т.п.

Для предотвращения заболачивания рекультивируемым участкам придаются уклоны в сторону общего понижения рельефа местности, чтобы ливневые и паводковые воды не скапливались на отдельных площадках.

При наличии системы трещин, по которым легко дренируют грунтовые воды, до начала рекультивационных работ предусматривается сооружение водоупорного слоя из глины и других материалов и лишь после этого укладка почвенного слоя.

Перед началом технического этапа рекультивации необходимо изучение соответствующих планов коммуникаций во избежание нарушения работ наземных канализационных, водопроводных систем, электроснабжения и т.п.

Рекультивация породных отвалов производится путем их разборки, переформирования в площадной отвал, террасирования склонов, устройства дорог и оросительных систем, нанесения почвенного слоя и его биологического закрепления. Для уже *существующих породных отвалов* при подземном строительстве существует три способа рекультивации нарушенных земель, предусматривающих:

1) разработку и вывоз пород отвалов для засыпки старых карьеров, зон обрушения, оврагов, неиспользованных территорий с последующим покрытием их плодородным слоем;

2) разборку отвалов и вывозку пород для строительства шоссейных дорог, производства стройматериалов или удобрений и дальнейшего использования высвобождаемых территорий;

3) использование отвалов на месте под застройку зданиями различного назначения, создание зон отдыха, спортивных сооружений, озеленение, лесопосадку. При этом производят некоторое выполаживание отвалов, террасирование, закрепление откосов химико-биологическими методами и т.п.

Таким образом, важной целью практической горнотехнической и биологической рекультивации является сокращение разрыва между началом отчуждения земель и их последующим использованием в преобразованном виде.

Рекультивация нарушенных земель направлена не только на их возврат в сельскохозяйственный или лесной фонды, на предотвращение оползней или эрозии, но и на создание экологически сбалансированной системы, представляющей экономическую и эстетическую ценность.

13.5. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ЯВЛЕНИЙ И МЕТОДЫ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ТЕРРИТОРИЙ

Основные причины, приводящие к нарушениям окружающей среды и развитию геомеханических явлений при подземном строительстве, состоят в следующем.

1. Понижение уровня безнапорных и напорных водоносных горизонтов в районе подземного строительства вызывает осадки, радиус распространения которых в этом случае может достигать тысячи метров. Возникшие локальные опускания имеют тенденцию к слиянию и переходу в региональные, так как водопотребление постоянно увеличивается.

2. Строительство подземных сооружений, в частности, метрополитена приводит к опусканию узкой полосы территории шириной несколько сотен метров.

3. Под действием статических нагрузок (веса наземных сооружений) образуются осадочные воронки, которые распространяются за пределы зданий на десятки метров. Динамические нагрузки от транспорта распределяются вдоль дорог, на небольших участках сказывается влияние вибрационных и других механизмов.

4. Изменяется режим влажности пород и разложения органических веществ в зоне аэрации.

Решению проблемы окружающей среды в рассмотренных случаях должна предшествовать разработка четкой стратегии и тактики ее инженерной защиты от вредных геомеханических воздействий.

Для защиты окружающей среды от экологического дисбаланса, вызванного активизацией геомеханических процессов в результате подземного строительства, а также для защиты подземного объекта от описанных выше явлений применяют следующие основные меры инженерной защиты.

1. Профилактические меры, предназначенные для предотвращения или снижения вредного влияния горно-строительных работ, подразделяющиеся на две группы:

- *заблаговременные*, выполняющиеся в период составления генеральных планов застройки;
- *текущие*, принимающиеся в период выбора и привязки площадок для строительства конкретных подземных объектов.

Профилактические мероприятия направлены, прежде всего, на предотвращение вредных последствий подработки и заключаются во взаимной увязке горных работ и строительства объектов, дополнительном укреплении отдельных конструкций подземного сооружения, инъектировании трещин, исключении концентрации напряжений в несущих конструкциях объектов.

К профилактическим мерам защиты также относится *прогноз величин сдвижений и деформаций горных пород и земной поверхности.* Прогноз осуществляют поэтапно, на каждом из этапов в зависимости от полноты исходных данных определяют ожидаемые и вероятные максимальные величины сдвижений земной поверхности и деформации горных

пород. К прогнозируемым параметрам процесса сдвижения земной поверхности относят:

- характер и максимальные величины оседаний и деформаций земной поверхности на участке строительства, достигаемых за расчетный период службы объектов;
- средние скорости оседания земной поверхности в течение срока службы объекта (или активной стадии процесса сдвижения);
- продолжительность процесса сдвижения и срок начала его активизации;
- местоположение трещин и уступов в плане и их вертикальные размеры.

В настоящее время существуют два основных направления *теоретических исследований* прогнозирования сдвижений и деформаций породного массива и земной поверхности, основанных на схематизации этих процессов с применением *точных и приближенных методов*.

Точные методы предусматривают решение задачи о распределении напряжений и деформаций в массиве, вмещающем подземное сооружение, с использованием аппарата механики сплошной или дискретной среды: теорий упругости, пластичности, предельного равновесия и т.п. Выбор метода определяется, прежде всего, конкретными геологическими условиями, поскольку математическая модель породного массива должна отражать реальные прочностно-деформационные свойства грунтов и их структурно-механические особенности (сплошность, неоднородность, анизотропность), реологические свойства и т.п. Так, при прогнозе геомеханических процессов в прочных однородных грунтах, обладающих упругими свойствами, целесообразно применять методы теории упругости, отождествляя породный массив с линейно-деформируемой средой. При прогнозе деформаций в массиве с ярко выраженными реологическими свойствами решают упругопластичную задачу с применением методов теории пластичности и ползучести. Прогноз поведения слабых неустойчивых пород, обладающих незначительным сцеплением, подчиняется законам сыпучей среды и теории предельного равновесия.

В большинстве случаев теоретические методы прогнозирования сводятся к решению плоской задачи механики сплошной или дискретной среды, в результате чего определяют распределение напряжений и деформаций в главных сечениях мульды сдвижения. Однако, несмотря на высокую точность решения задач этими методами, результаты могут отвечать требованиям практики только в отдельных случаях: в определенных грунтах, при определенных глубине заложения, форме и размерах подземной выработки. Окружающая среда является очень подвижным организмом, чутко реагирующим на любое техногенное вмешательство, причем изменения происходят не всегда в районе непосредственного воздействия человека. Поэтому при прогнозировании методом сплошной или дискретной среды иногда невозможно учесть влияние на процесс сдвижения и деформаций горных пород и земной поверхности технологических особенностей строительства подземных сооружений и фактор времени. В связи с этим в практических расчетах развития геомеханических процес-

сов чаще всего используют приближенные методы. В ряде случаев находит применение метод расчета сдвижений и деформаций, в соответствии с которым породная толща над подземным сооружением рассматривается как балка с защемленными концами под действием равномерно распределенной нагрузки. При этом кривая, ограничивающая мульду сдвижения, аппроксимируется линией прогиба верхней фибры балки. Такое допущение позволяет определять оседание земной поверхности в любой точке мульды сдвижения над подземным сооружением как прогибы балки.

Для проверки результатов теоретического прогноза и установления действительного характера появления сдвижений и деформаций горных пород и земной поверхности при строительстве подземных сооружений проводят экспериментальные исследования в лабораторных и натурных условиях.

Лабораторные исследования выполняют на моделях уменьшенного масштаба с соблюдением условий подобия между моделью и натурным объектом. Воспроизведение механических процессов, происходящих в породном массиве при подземном строительстве, в большинстве случаев осуществляют посредством физического моделирования с применением методов эквивалентных материалов, структурных моделей, центробежного и т.п.

Использование *метода эквивалентных материалов*, как наиболее распространенного, позволяет спрогнозировать механизм сдвижений и деформаций породного массива, проследить влияние на этот процесс определяющих факторов и выявить характер возможных нарушений земной поверхности. При этом достигается высокая точность получаемых результатов, имеется возможность имитировать слоистость, трещиноватость, неоднородность породного массива, технологию строительства подземного объекта и пр.

Несмотря на достаточно высокую эффективность лабораторных исследований не всегда удается получить точный прогноз развития геомеханических процессов под влиянием подземного строительства, главным образом, из-за трудностей моделирования и погрешностей измерения. Поэтому во многих случаях осуществляют наблюдения и измерения непосредственно на строящемся подземном объекте.

Экспериментальные исследования в натурных условиях включают в себя наблюдения за процессами сдвижения и деформаций породной толщи, а также наземных зданий по трассе подземного сооружения на различных этапах его строительства и эксплуатации. При этом производят систематические измерения вертикальных и горизонтальных смещений земной поверхности и породного массива и определяют основные параметры процесса сдвижения: граничные углы, наклоны, кривизну мульды сдвижения, горизонтальные деформации, растяжения и сжатия, скорости оседания, периоды опасных деформаций и т.п. Кроме того, фиксируются все видимые дефекты и повреждения элементов зданий, находящихся в зоне влияния подземного сооружения.

Программа исследований, устанавливающая длительность, периодичность и методику измерений, должна учитывать конкретные градостро-

ительные и инженерно-геологические условия, глубину заложения подземного сооружения, способ его строительства и т.п. Обычно измерения начинают до проведения подземной выработки и прекращают через несколько лет после ввода сооружения в эксплуатацию. Это позволяет обнаружить появление сдвижений и деформаций на первой стадии и проследить динамику их развития во времени вплоть до полного затухания. Для реализации программы исследований организуют специальные наблюдательные станции, располагая их по трассе строящегося сооружения.

Применение *геофизических методов* измерений сдвижений и деформаций породного массива (скважинного акустического каротажа, гравиметрии, сейсмометрии, магнитометрии и пр.) дает возможность осуществлять автоматизированный контроль за нарушением поверхностных условий в процессе строительства подземного сооружения и корректировать его режим в соответствии с развитием геомеханических процессов.

По результатам натурных наблюдений и измерений строят графики оседаний, горизонтальных сдвижений и деформаций породного массива и земной поверхности на различных стадиях строительства подземного объекта по линиям установки реперов и приборов. Это дает возможность оценить характер и интенсивность проявления геомеханических процессов и внести необходимые уточнения в технологию проходки подземных выработок с целью минимальных нарушений окружающей среды и обеспечения устойчивости расположенных поблизости зданий и сооружений.

Прогнозирование характера и интенсивности процессов сдвижения и деформаций породного массива и земной поверхности позволяет выбрать необходимые *планировочные, горнотехнические* и *конструктивные меры* инженерной защиты.

2. Планировочные меры предусматривают такое расположение подземного сооружения в плане, при котором осадки и деформации земной поверхности будут иметь минимальные значения и не будут влиять на состояние зданий и инженерных коммуникаций. Это достигается трассированием подземных сооружений преимущественно под малозастроенными участками городской территории, под скверами, парками, площадями, магистралями, под участками с малоценной застройкой и зданиями, подготовленными к сносу, и т.п.

3. Горнотехнические меры, направленные на уменьшение деформаций земной поверхности и подрабатываемых объектов, предусматривают:

- *специальные методы ведения горных работ;*
- *оставление предохранительных целиков.*

Эти методы воздействуют на величину деформаций, знак, направление и интенсивность развития деформаций и их характер. К горнотехническим мероприятиям относят: закладку выработанного пространства, уменьшение вынимаемой мощности пласта, гармоничную отработку пластов, опережающую отработку защитных пластов, смещение границ выработок, применение компенсационных траншей и разгрузочных щелей и т.п. Некоторые достоинства и недостатки указанных методов инженерной защиты, предупреждающих развитие деформаций, отражены в табл. 13.2.

Таблица 13.2

Характеристика метода	Метод инженерной защиты, предупреждающий развитие деформаций при строительстве подземного сооружения			
	Оставление опорных целиков	Закладка выработанного пространства	Обрушение вмещающих пород	Выщелачивание
Достоинства	Вмещающие породы не испытывают сдвижений и земная поверхность не нарушается	Минимальная деформация подрабатываемых пород	Отсутствие деформаций земной поверхности при разработке тонких пластов на большой глубине	Нарушения не затрагивают глубокие слои Земли
Недостатки	Необходимо наличие устойчивых вмещающих пород	При малой глубине ведения работ оседания могут быть значительными, при большей глубине — сдвижение вышележащих пород сопровождается некоторым оседанием породных толщ, затухающим на определенной отметке	Образование мульды оседания или прогиба земной поверхности без разрыва сплошности вышележащих пород при большой глубине разработки тонких пластов; появление провалов земной поверхности из-за нарушения сплошности подработанных толщ при подработке мощных пластов на глубине, меньшей 30—40-кратной мощности	Химическое нарушение верхнего слоя земной коры

4. Конструктивные меры, имеющие целью приспособить здания и сооружения к восприятию деформаций с минимальным негативным эффектом, подразделяют на:

- *полные*, рассчитываемые по жесткой или гибкой схеме на весь срок службы подземного объекта;
- *сокращенные*, направленные на выравнивание или поддомкрачивание наземных зданий, а также на защиту коммуникаций с помощью компенсаторов.

Конструктивные меры, по сути, сводятся к применению несущих конструкций, наиболее рациональных с точки зрения ограничения нарушений устойчивости породного массива в процессе строительства подземного сооружения. Этим требованиям в наибольшей степени отвечают конструкции обделок из набрызгбетона, монолитно-прессованного бетона, а также сборных чугунных и железобетонных обделок, обжатых распором в окружающую породу. Такие обделки возводят без зазора с контуром выработки, что исключает первичное нагнетание тампонажной смеси и обеспечивает сравнительно быстрое вступление обделок в совместную работу с вмещающим массивом, ограничивая сдвижения и деформации последнего. Эффективность применения обжатых в породу обделок, однако, с точки зрения предотвращения осадок земной поверхности, в значительной степени снижается за счет упругого обжатия самой обделки, на долю которого тратится до 50% распорного усилия.

5. Наиболее действенными являются технологические меры, направленные на устранение причин развития сдвижений и деформаций. Эти меры касаются главным образом последовательности и технологии разработки породы в забое и крепления выработки.

Технологические меры дифференцированы в зависимости от способа строительства подземных сооружений в различных инженерно-геологических условиях.

Так, при строительстве подземных выработок *горным способом* в нарушенных скальных и полускальных грунтах с целью уменьшения деформации горных пород исключают или ограничивают применение буровзрывных работ, особенно при заложении подземного сооружения на небольшой глубине под застроенной территорией. В этом случае целесообразно применение тоннелепроходческих машин, которые создают минимальные переборы грунта в забое и незначительные динамические воздействия на породный массив. В качестве временной крепи целесообразно использовать набрызгбетон, стальные и сталеполимерные анкеры, которые практически сразу же после установки вступают в работу и стабилизируют систему «подземное сооружение — породный массив».

В полускальных грунтах возможно применение *новоавстрийского способа* (НАТМ), который позволяет избежать чрезмерных осадок земной поверхности при строгом соблюдении технологических режимов производства тоннелестроительных работ.

В слабых водонасыщенных породах наименьшие нарушения имеют место при проведении выработок *щитами с пригрузочными камерами*, заполненными под давлением сжатым воздухом, водой или бентонитовой суспензией. С целью снижения деформаций горных пород щитовую проходку следует вести равномерно с большими скоростями без длительных остановок. В слабых, неустойчивых грунтах целесообразно применять *способ вдавливания немеханизированного щита*, что уменьшает осадки земной поверхности на 15—20% по сравнению с обычной технологией.

При строительстве тоннелей *щитами с обычными жесткими оболочками* важное значение для уменьшения подвижек грунта имеет своевременное и равномерное заполнение зазора между обделкой и контуром выработки в зоне хвостовой оболочки щита. Чтобы исключить возможное обрушение грунта в строительный зазор во время передвижки щита, нагнетание тампонажных материалов следует производить непосредственно за монтируемое кольцо обделки. Опыт щитовой проходки тоннелей в несвязных грунтах показывает, что это обеспечивает заполнение заобделочного пространства до передвижки щита и уменьшает максимальные осадки на 20—30%.

При строительстве подземных сооружений *способом продавливания* для устранения возможных сдвижений и деформаций земной поверхности принимают меры по предотвращению обрушения грунта в забое. В связи с отсутствием строительного зазора оседания земной поверхности при продавливании в общем случае меньше, чем при щитовой проходке, однако могут возникнуть значительные горизонтальные сдвижения и де-

формации грунтового массива. Для уменьшения величин горизонтальных сдвижений и деформаций стремятся снизить силы трения между обделкой и грунтом, применяя антифрикционные ленты, нагнетая за обделку бентонитовую суспензию или другие маловязкие составы.

Одной из наиболее радикальных мер по устранению или уменьшению сдвижений и деформаций при строительстве городских подземных сооружений является применение *специальных способов* закрепления неустойчивых грунтов. Путем химического закрепления грунта над подземной выработкой создается несущий свод, воспринимающий давление вышележащей толщи и практически устраняющий сдвижения и деформации земной поверхности.

Приведенные выше некоторые конструктивно-технологические меры способствуют уменьшению сдвижений и деформаций породного массива и земной поверхности при строительстве подземных объектов, однако не всегда полностью исключают нарушение поверхностных условий.

В связи с этим в ряде случаев принимают специальные меры по защите фундаментов зданий, инженерных коммуникаций и других объектов, расположенных в зоне влияния подземного сооружения.

6. Комплексные меры, сочетающие любые из перечисленных мер, а также постоянный инструментальный и визуальный контроль. Выбор комплексных мер определяется горнотехническими, горно-геологическими и гидрологическими условиями, экономическими расчетами, экологической ситуацией и другими факторами.

Таким образом, вариациями различных мероприятий инженерной защиты подземных и наземных сооружений от деформаций горных пород и земной поверхности можно управлять напряженно-равновесным состоянием массива горных пород, снижая негативный эффект от возникающих в результате техногенной деятельности тектонических разломов, трещин, карстовых полостей, каверн, пор, зон ослабления и тем самым способствуя восстановлению экологического баланса окружающей среды. Более того, комбинацией описанных мер в конкретных условиях возможно добиться ситуации, когда частично или почти полностью сохраняются ранее существовавшие природные условия в породах, массив горных пород включается в работу системы «подземное сооружение — массив горных пород — выбранная технология», формируя с сооружаемым или эксплуатируемым объектом комплексное целое и препятствуя развитию неблагоприятных по своим последствиям изменениям в окружающей среде.

Поэтому основной целью выбора мероприятия инженерной защиты окружающей среды от развития геомеханических процессов является изыскание комплексного воздействия как на породный массив, так и на несущие и ограждающие конструкции подземного объекта и на перераспределяющиеся под влиянием техногенного вмешательства физические поля, прежде всего гравитационно-тектоническое (напряжений), гидродинамическое, гидрогеохимическое, тепловое и сейсмическое.

В заключение отметим, что критерием эффективности защиты территорий от геомеханических преобразований в пределах горно-стро-

ительной площадки является коэффициент эффективности $K_{эф}$, определяемый из следующего соотношения:

$$K_{эф} = \frac{\sum \left(S_{ті} + S_{с.зі}\right)}{S_{г.п}},$$

где $S_{ті}$ — площадь территории, занятой i-м технологическим объектом, га; $S_{с.зі}$ — площадь территории в пределах санитарно-защитной зоны i-го объекта, га; $S_{г.п}$ — площадь горно-строительной площадки, га.

Общая площадь территорий, нарушаемых и загрязняемых при строительстве подземных городских объектов, включает в себя территории, занятые отдельными технологическими объектами, в том числе горно-строительную площадку, обслуживающими подземное строительство $S_{з0}$, санитарно-защитные зоны вокруг технологических объектов $S_{с.з}$, зоны экологического изменения (вредного действия объектов на окружающую среду) $S_{эк}$. Таким образом, занимаемую природно-горно-строительным комплексом общую площадь S_0 определяют из выражения

$$S_0 = \sum_{1}^{N} (S_{з0i} + S_{с.зі} + S_{экі}),$$

где N — число технологических объектов, имеющих обособленную зону экологических изменений.

Знание и умелое использование подобных закономерностей позволяет управлять размерами и конфигурацией санитарно-защитной зоны в пределах участка подземного строительства, создавая эффективную инженерную защиту окружающей среды от негативных последствий горно-строительных работ, причем в работу включаются не только инженерные приемы, но и отдельные природные элементы.

ГЛАВА 14
ОХРАНА НЕДР

14.1. НАРУШЕНИЯ НЕДР ПРИ ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Воздействие горно-строительной деятельности на недра проявляется в строительстве горных выработок различными способами, извлечении полезных ископаемых, вскрышных и вмещающих пород, осушении и обводнении пород, сбросе сточных вод, захоронении отходов производства. В результате этого воздействия изменяется напряженно-деформированное состояние породного массива, происходит загрязнение недр, развитие карстово-суффозионных процессов, образуются отходы минерального сырья и т.п.

Таким образом, основные экологические последствия горно-строительной деятельности выражаются в нарушении, загрязнении и изъятии окружающей среды.

Нарушение окружающей среды — негативное изменение окружающей среды, обусловленное либо энергетическим воздействием (механическим, гидравлическим, тепловым, сейсмическим, акустическим), либо потерей визуальных черт природного ландшафта.

Типичными примерами нарушений являются: изменение целостности массива пород, связанное с проходкой горных выработок и скважин; образование депрессионных воронок, обусловленное водоотливом при проходке горных выработок; возникновение техногенных землетрясений, вызываемых подземным строительством в потенциально опасных по сейсмопроявлениям районах, или природных землетрясений, спровоцированных изъятием из недр полезных ископаемых (нефти, вод, руд) в сейсмически опасных районах.

Загрязнение окружающей среды — привнос в объекты окружающей среды химических, биологических и других токсичных компонентов.

Изъятие окружающей среды — это удаление из окружающей среды компонентов недр и природного ландшафта, полезных ископаемых, горных пород, рыхлых отложений, хозяйственных угодий, отчуждение земель под техногенные объекты.

Масштаб экологических последствий при горно-строительной деятельности зависит от технологии производства и особенностей окружающей среды:

- технологии подземного строительства;
- производственной мощности предприятия (особенно горно-строительных работ);
- времени и динамики действия предприятия;
- поступления токсичных компонентов при данном способе шахтного и подземного строительства;
- геологической, гидрогеологической и инженерно-геологической ситуации;
- природного ландшафта;
- эффективности природоохранных мер.

В районах подземного строительства происходят интенсивные, часто крупномасштабные преобразования естественной среды, наносящие ей определенный ущерб: отчуждение для ведения горных работ сельскохозяйственных угодий, неблагоприятные для местных экологических систем гидрогеологические и геомеханические изменения, загрязнение вредными веществами и химическими элементами почвы и водоемов, изменение микроклимата и многое другое. К тому же ущерб, наносимый окружающей среде горно-строительными работами, усугубляется отрицательным влиянием других факторов, действующих в этом районе: градостроительными работами, транспортными коммуникациями и т.п.

Следовательно, основные экологические последствия для недр как при открытых, так и при подземных способах строительства связаны со следующими технологическими процессами:

- горнопроходческим с взрывной отбойкой;
- образованием отвальных хозяйств;
- водоотливом.

Технологические аспекты экологического ущерба недрам обусловлены:

- выбором технологии строительства;
- определением тех объектов горно-строительной деятельности, освоение которых сопровождается меньшим ущербом окружающей среде;
- применением комплекса природоохранных мер от воздействия твердых, жидких и газопылевых отходов, включающих их утилизацию;
- использованием тех методов очистки, которые сопровождаются минимальным воздействием на окружающую среду (максимальное использование физических методов очистки — гравитации, магнитной сепарации и т.п., при ограничении методов флотации, использующих токсичные компоненты).

Поэтому решению проблемы охраны окружающей среды при подземном строительстве должна предшествовать разработка четкой стратегии и тактики ее защиты от вредных воздействий, комплексно отвечающая на вопросы: что следует защищать в первую очередь, от чего защищать и как защищать.

14.2. АКТИВИЗАЦИЯ ПРИРОДНЫХ ПРОЦЕССОВ ПРИ ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Подземное строительство в настоящее время является ключом к сохранению окружающей среды, особенно в крупных городах-мегаполисах. Условия подземного строительства характеризуются совокупностью переменных природных, техногенных и антропогенных факторов, которые предопределяют условия строительства.

Геологические процессы, развивающиеся под воздействием инженерной и хозяйственной деятельности человека, называются техногенными. Они развиваются по тем же физическим законам, что и природные (естественные) геологические процессы, и приводят к сходным результатам: преобразованию рельефа местности, изменению состава и свойств породного массива и гидрогеологических условий. Техногенные процессы отличаются от природных большей интенсивностью, меньшей площадью проявления и более разнообразным характером. Они обычно приурочены к участку подземного строительства или охватывают территорию в непосредственной близости от него, вызываются значительными изменениями в природной среде и сами интенсивно воздействуют на нее, в частности на массив горных пород.

Техногенные процессы развиваются в результате взаимодействия подземных сооружений в период их строительства и эксплуатации с геологической средой. Они накладываются на природные процессы и могут активизировать последние или способствовать их затуханию.

Техногенная активизация природных процессов приводит к появлению нарушений в массиве горных пород, которые являются нетипичными или редко встречающимися в природе.

1. Создание крупных водохранилищ в результате изменения напряженного состояния и гидрогеологических условий в земной коре на значительной территории под влиянием подземного строительства.

2. Откачка больших объемов нефти, газа и воды, находящихся под большим давлением, приводит к изменению напряженного состояния массива горных пород, осадкам земной поверхности и, иногда, к землетрясениям.

3. Создание подземных полостей в некарстующихся породах и на значительных глубинах приводит к разрядке существующих в массиве полей напряжений, дренированию подземных вод и газов.

4. Воздействие взрывов при горно-строительных работах проявляется в увеличении трещиноватости части массива горных пород, непосредственно примыкающей к подземной выработке или котловану, и обрушении неустойчивых частей склонов и откосов.

5. Откачка воды из водозаборных скважин приводит к появлению градиентов фильтрации, во много раз превышающих значение этих показателей в естественных условиях. В определенных природных условиях это вызывает резкую активизацию суффозионных и карстово-суффозионных процессов.

6. Химическое воздействие сточных вод, инфильтрующихся в массив горных пород, вызывает к действию целый спектр явлений: от кольматации трещин и полостей до активизации процесса карстообразования. Химически активные стоки могут способствовать изменению состава и свойств пород.

7. Постоянная вибрация от машин, механизмов и движения транспорта в течение длительного времени может способствовать разжижению рыхлых пород.

8. Частые и значительные по амплитуде колебания уровня воды в подземных резервуарах вызывают резкое ослабление устойчивости массива горных пород и незатухающий процесс карстообразования.

9. Постоянное обводнение ранее необводненных массивов горных пород приводит к нарушению водного баланса и общего экологического состояния подземного и надземного пространства.

10. Пересечение подземного стока коммуникационными тоннелями приводит к подтоплению и осушению территорий.

Массив горных пород, как правило, подвергается воздействию одновременно нескольких техногенных факторов. Важной *особенностью техногенного воздействия* подземных выработок на окружающий массив и экологическую обстановку является их *разная направленность в периоды строительства и эксплуатации объекта*. Разная направленность природных и техногенных процессов связана с *различным характером воздействия* выработки на массив горных пород в период ее эксплуатации и при строительстве. Кроме того, период существования временных подготовительных выработок намного меньше, чем период

эксплуатации подземного объекта, в связи с этим процессы в период строительства носят неустановившийся характер и протекают динамично, а процессы в период эксплуатации приобретают стабильный характер.

Одним из видов техногенной активизации природных процессов при подземном строительстве является разуплотнение породного массива.

Разуплотнение — это снижение естественной плотности пород в результате уменьшения природной или искусственной нагрузки или вследствие релаксации тектонических напряжений в массиве пород. Разуплотнение развивается за счет проявления упругих свойств породы и выражается в увеличении ее объема. Наиболее характерно разуплотнение для глинистых пород, не обладающих жесткими структурными связями.

Так как подземное строительство связано с воздействием в основном на обводненные, слабые, глинистые породы, то разуплотнение является неотъемлемой чертой техногенного влияния подземного объекта на окружающую среду.

Характерным признаком разуплотнения является появление трещин разуплотнения, которые располагаются вблизи или параллельно земной поверхности, становятся зияющими или заполняются рыхлым материалом, раскрытие которых достигает нескольких десятков сантиметров. Изменение плотности пород в процессе разуплотнения сопровождается деформированием их структуры в условиях изменившегося напряженного состояния массива. В раскрывшиеся трещины проникает вода, и на границах структурных элементов образуются водные пленки, которые приводят к расклиниванию трещин и изменяют солевой баланс в породном массиве, вмещающем подземный объект. Одновременно с ростом объема и снижением плотности пород происходит увеличение их влажности, сжимаемости и ослабление прочности.

Еще одним характерным признаком разуплотнения является набухание глинистых пород. Глинистые породы, удерживающие в себе воду в результате набухания, при приложении вертикальных нагрузок способны перемещаться в пространстве и создавать угрозу прорыва плывуна в выработку.

В скальных породах техногенное разуплотнение проявляется в развитии горного давления в подземных выработках при отслаивании и вывалах плиток и блоков пород от стенок и свода. Разуплотнение может повлечь за собой изменение водопроницаемости пород на несколько порядков. При выборе инженерной защиты подземного объекта в период строительства это явление может иметь положительное значение, так как облегчает проведение дренажных мероприятий.

Внутри зоны разуплотнения выделяются три подзоны: интенсивного, среднего и слабого разуплотнения (рис. 14.1, табл. 14.1). Интенсивность техногенного разуплотнения пропорциональна величине снятой пригрузки и времени существования подземного объекта.

Техногенная активизация природных процессов при строительстве подземных сооружений *открытым способом* может проявляться в развитии оползневых явлений, являющихся характерными видами гравитационных деформаций.

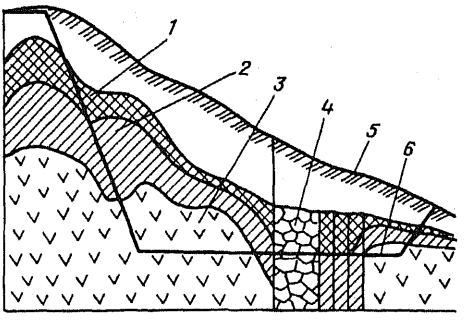


Рис. 14.1. Подзоны зоны разуплотнения:
1 — интенсивно разгруженные породы, $v_p/v_{p\max} = 0{,}1 \div 0{,}4$; *2* — средне и слабо разгруженные породы, $v_p/v_{p\max} = 0{,}4 \div 0{,}8$; *3* — неразгруженные породы, $v_p/v_{p\max} = 0{,}6$; *4* — зоны гидротермально измененных пород, крупные тектонические трещины; *5* — земная поверхность до вскрыши; *6* — контур котлована

Оползень — это скользящее смещение горных пород, слагающих склон, под действием их веса. В естественных условиях процесс образования оползня является частью общего процесса формирования склонов. Склоны, крутизна которых превышает 20°, почти всегда носят следы оползневых деформаций. В результате существенно изменяются прочностные и деформационные свойства пород. Вследствие пластичности многих типов нескальных пород при длительном существовании массива, нарушенного оползнем, сплошность пород частично восстанавливается, но структурные связи остаются нарушенными.

К основным *причинам развития техногенного оползня* относятся:

1) изменение напряженно-деформированного состояния массива горных пород в нижней части склона в результате его подрезки горно-строительными выработками;

2) снижение прочностных характеристик суглинков, подстилающих покровные образования, под воздействием машин и механизмов, за счет обводнения поверхностными водами в результате нарушения условий естественного стока.

В *процессе сползания* различают несколько стадий:

- уменьшение устойчивости;
- движение;
- накопление факторов устойчивости.

Таблица 14.1

Характер разуплотнения природного массива	Характеристика пород	v_p, тыс. м/с	$v_p/v_{p\max}$	Величина раскрытия трещин, мм
	Разуплотненный массив			
Интенсивное	Интенсивно трещиноватые породы	0,4–25	0,1–0,4	1–3
Среднее	Трещиноватые породы	20–35	0,4–0,55	1–5
Слабое	Слаботрещиноватые породы	30–50	0,55–0,8	1–2
	Неразуплотненный (сохранный) массив			
—	Нетрещиноватые породы	50	0,8	1

Примечание: v_p — скорость упругих продольных волн, характеризующих неоднородность пород по трещиноватости и плотности; $v_{p\max}$ — максимальная скорость упругих волн.

На неустойчивость склонов оказывают влияние рельеф, мощность и характер покровного слоя, условия напластования, угол внутреннего трения и силы сцепления породы, режим подземных вод и наличие поверхностей скольжения. В ряде случаев устойчивый до начала подземного строительства породный массив начинает смещаться в процессе эксплуатации выработки вследствие нарушения естественного напряженно-деформированного состояния или режима подземных вод, вызванных образованием подземной выработки. Наиболее опасными являются оползневые деформации на действующих гидротехнических сооружениях, так как они могут привести к катастрофическим последствиям для окружающей среды.

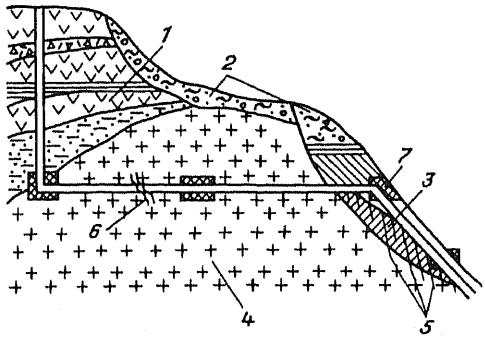


Рис. 14.2. Схематический геологический разрез напорно-силового узла Храми ГЭС:
1 — андезитово-базальтовые покровы и озерные отложения; *2* — делювий; *3* — выветрелые и смещенные граниты; *4* — граниты; *5* — железобетонные шпильки; *6* — трещина в тоннеле; *7* — опоры трубопровода

Примером оползневых деформаций, развившихся под влиянием подземного строительства, может служить ситуация, сложившаяся на напорно-силовом узле Храми ГЭС в Грузии (рис. 14.2).

Склон, вмещающий напорный трубопровод, имел высоту 75 м и крутизну порядка 32°. В основании участка склон выполаживался и образовывал пологонаклонную площадку, сложенную озерными песками с прослоями глин. В результате строительства произошли подвижки склона, что сопровождалось раскрытием швов в облицовке концевой части тоннеля. Через пять лет после пуска сооружения были зафиксированы более серьезные нарушения устойчивости склона, что спровоцировало появление трещин в лотке между анкерными опорами и смещение одной из опор на несколько сантиметров. Причиной развития оползневых явлений явилось оживление древнего оползня в результате нагрузки, сформировавшейся от трубопровода. Кроме того, снижению несущей способности глин способствовали утечки из трещин в тоннеле и пригрузка склона отвалами из горно-строительных выработок.

Развитие оползневых деформаций в массиве может провоцировать обрушение породы. Яркими примерами техногенного нарушения состояния породного массива в результате строительства тоннелей, сопровождающегося обрушением, может служить возведение объектов метрополитена мелкого заложения в Мюнхене, Франкфурте-на-Майне, Нюренберге и других городах Германии. В результате были выделены *наи-*

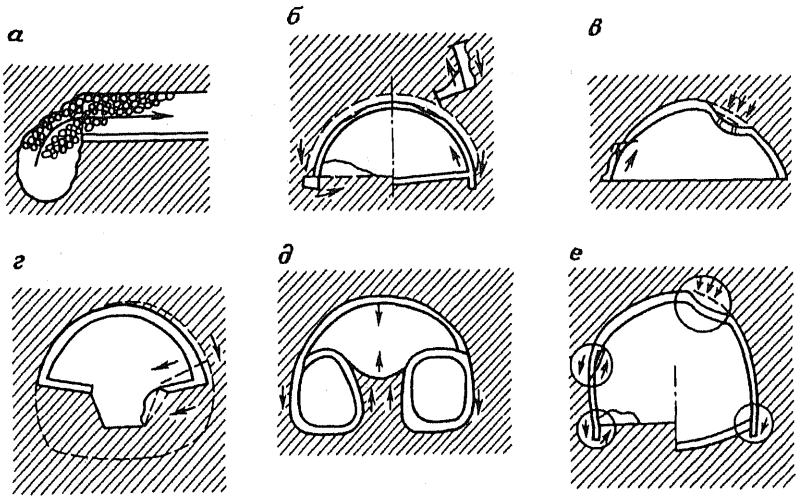


Рис. 14.3. Типичные виды обрушений породы и разрушения крепи в тоннелях, сооружаемых горным способом

более типичные виды обрушения породы в подземных тоннелях, сооружаемых горным способом (рис. 14.3):

1) вывал породы в выработку в сильно увлажненных породах при недостаточном креплении лба забоя (см. рис. 14.3, *а*);

2) смещение грунта в основании арочной и набрызгбетонной крепи, сопровождающееся ее опусканием (см. рис. 14.3, *б*);

3) деформации и разрушения набрызгбетонной крепи калотты из-за резких перепадов горного давления (см. рис. 14.3, *в*);

4) нарушения устойчивости боковых уступов с последующим разрушением лотковой части в калотте (см. рис. 14.3, *г*);

5) разворот боковых штолен в штроссе вследствие смещения пород (см. рис. 14.3, *д*);

6) разрушение первичной обделки в местах возникновения сосредоточенных нагрузок, вызванных наличием карстовых полостей, заполненных рыхлыми, водонасыщенными включениями (см. рис. 14.3, *е*).

Приведенные примеры показывают, что процессы разуплотнения, оползнеобразования и обрушения пород являются взаимосвязанными. Эта взаимосвязь усиливается совместными действиями гидростатических и гидродинамических сил в условиях фильтрационного потока воды.

В условиях фильтрационного потока воды при сопротивлении со стороны горной породы возникает гидродинамическое давление, сила которого направлена вдоль вектора скорости фильтрации, а удельная (на единицу объема породы) величина f_0, Н/м^3, определяется по формуле

$$f_0 = I\gamma_в,$$

где I — градиент потока; $\gamma_в = g\rho_в$ — удельный вес воды, Н/м^3; $\rho_в$ — плотность воды, кг/м^3; g — ускорение свободного падения, м/с^2.

Роль гидродинамического давления в напряженном состоянии особенно существенна для глинистых пород, где диапазон изменения градиентов велик. Если рассмотреть схему эффективных напряжений вблизи откоса наклонного карьера, в основании борта которого под толщей аргиллитов находится пласт известняков с напором на кровлю H_0, то под влиянием перепада напоров в аргиллитах $(H_0 - H_в)$ будет наблюдаться восходящая фильтрация воды, приводящая к уменьшению эффективных напряжений в скелете глинистых пород. Учитывая, что сила гидродинамического давления в этом случае направлена по нормали y к пласту, а градиент потока $I = (H_0 - H_в)/m$ (где m — мощность пласта), при больших напорах f_0 будет выражаться формулой

$$f_0 = \gamma_в (m - y) \frac{H_0 - H_в}{m}.$$

При таких напорах гидродинамические силы могут существенно снижать напряжения в скелете глинистых пород вплоть до нулевых или отрицательных значений. Это приводит к резкому уменьшению силы трения и набуханию породы. В результате сопротивление массива сдвиговым деформациям падает, и происходит оползень борта и внутренних отвалов выработки. Поверхность скольжения оползня в нижней части обычно приурочена к контакту пород с водоносным пластом (рис. 14.4, *а*). Возникновение описанных оползней практически не зависит от степени водообильности водоносного горизонта, а определяется лишь величиной напора.

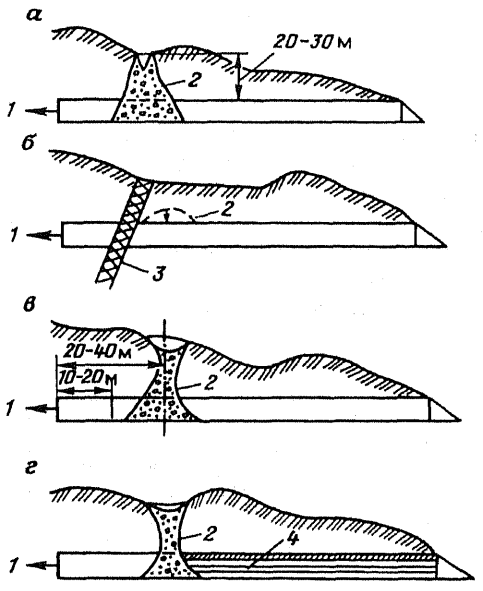


Рис. 14.4. Схемы обрушения породы в строящемся подземном сооружении:
1 — забой; *2* — вывал породы; *3* — сбросовая зона; *4* — обделка тоннеля; *а* — обрушение породы; *б* — образование вывала при наличии сброса; *в* — вывал в призабойной зоне; *г* — обрушение в плоскости переднего торца обделки

Развитие гидростатического взвешивания в оползневых процессах (см. рис. 14.4, *б*, *в*) определяется коэффициентом устойчивости $\eta_{уст}$, определяемым соотношением

$$\eta_{уст} = \frac{\sum\limits_{AC} F_{уд}}{\sum\limits_{AC} F_{сд}} = 1,$$

где AC — потенциально наиболее опасная поверхность

скольжения; $F_{уд} = G \cos \varphi \operatorname{tg} \rho + C$ — ударные силы, МПа; $F_{сд} = G \sin \varphi$ — сдвигающие силы, МПа; G — вес столба пород с единичной площадью над поверхностью скольжения, Н/м^2; φ — угол наклона поверхности скольжения, градус; ρ — угол трения, градус; C — сцепление, МПа.

Наименее благоприятный баланс сил отмечается при подтоплении откоса на 0,2—0,3 его высоты: при дальнейшем подтоплении происходит взвешивание призмы активного давления и коэффициент устойчивости начинает расти (см. рис. 14.4, *г*). Действие гидростатических сил существенно проявляется в откосах, в основании которых находятся недренируемые напорные водоносные горизонты.

Одним из видов опасного техногенного воздействия подземного строительства на вмещающий массив горных пород является процесс карстообразования.

Карст — это совокупность геологических явлений в земной коре и на ее поверхности, вызванных химическим растворением горных пород и выраженных в образовании в земной коре пустот, разрушении и изменении структуры и состояния пород, создании особого режима циркуляции подземных вод и характерного рельефа местности.

Роль подземных вод, которые активизируются в результате ведения горно-строительных работ, в карстообразовании является ведущей. В связи с этим выделяют несколько гидродинамических зон карста (табл. 14.2). Техногенная активизация фильтрационных процессов вызывает размывание и химическое растворение некоторых водонестойких грунтов (известняков, гипсов, доломитов, мергелей и т.п.) и образование карстовых форм. Наличие ранее невыявленных пустот в породном массиве представляет потенциальную опасность для строящихся и эксплуатируемых подземных объектов, так как нарушает устойчивость массива и, как следствие, приводит к обрушению карстовых полостей, затоплению выработок и повреждению их несущих и ограждающих конструкций. Наибольшая опасность для подземного объекта возникает при его заложении

Таблица 14.2

Гидродинамическая зона карста	Направление движения карстовых вод	Водный режим	Напор
Вертикальной циркуляции (аэрации)	Нисходящее вертикальное	Периодическое увлажнение	Отсутствует
Вертикальной и горизонтальной циркуляции	При низком стоянии карстовых вод — вертикальное, при высоком — горизонтальное	Периодическое увлажнение или заполнение	То же
Горизонтальной циркуляции	Горизонтальное нисходящее	Постоянная циркуляция	—"—
Сифонной циркуляции	На водоразделах карстовых вод — нисходящее, в зоне дрены — восходящее	То же	Имеется
Глубинной циркуляции	Замедленное движение, обусловленное тектонической структурой	Постоянное, весьма медленное движение	То же

в массиве закарстованных водонасыщенных пород при расположении карстовых полостей под подошвой сооружения. Неблагоприятными являются условия, при которых строительство подземных объектов приводит к нарушению или уничтожению слабопроницаемых глинистых отложений, покрывающих закарстованную толщу пород.

При проведении выработок подземного сооружения происходит нарушение напряженно-деформированного состояния породного массива. Это вызывает активизацию карстово-суффозионных процессов, разрушение карстовых полостей и в конечном итоге обрушение породы в подземную выработку. Примером такого обрушения может служить обрушение пластичной глины в толще закарстованных известняков, заполнившей 50 м канализационного тоннеля Люк-дю-Бурже во Франции. Чтобы избежать дальнейшей активизации процесса карстообразования, в тоннеле была возведена диафрагма перед медленно перетекающей в тоннель глиной и изменена трасса тоннеля. В результате удалось полностью избежать обрушения глины, поступающей из карстовых полостей, и приостановить развитие этих полостей.

При определенных условиях горно-строительная деятельность человека может привести к возникновению техногенных (наведенных) землетрясений.

Техногенные (наведенные) землетрясения чаще всего проявляются при создании крупных подземных водохранилищ. Возможность возникновения техногенных землетрясений усугубляется сейсмоактивностью района подземного строительства. Около 20% территории бывш. СССР приходилось на сейсмически активную зону, площадь с катастрофическими землетрясениями в 9 баллов и выше составляла примерно 300 тыс. км^2.

Примером активизации сейсмоактивности в результате ведения строительных работ может служить опыт создания водохранилища в окрестностях Бомбея (Индия). На р. Койне плотиной высотой 103 м было образовано водохранилище объемом 2,8 км^3. Оно находилось в регионе, сложенном траппами, разорванными сбросами с амплитудой смещений в несколько сот метров. Район считался сейсмически малоактивным. При заполнении водохранилища на 1/3 были зарегистрированы слабые толчки (не более 4 баллов). Эпицентры землетрясений находились под плотиной и в 40 км от нее. При заполнении водохранилища до высоты 100 м произошло сильное землетрясение с магнитудой 6,4, повлекшее сильные разрушения в Койнагаре, расположенном в 1,5 км от плотины (рис. 14.5).

При строительстве и эксплуатации *гидротехнических сооружений* могут наблюдаться следующие особенности техногенных землетрясений:

1) между созданием водохранилищ и сейсмической активностью существует неоднозначная связь: известны случаи уменьшения сейсмоактивности вблизи водохранилища;

2) техногенные землетрясения локализуются в радиусе 30 км от створа крупных гидроузлов;

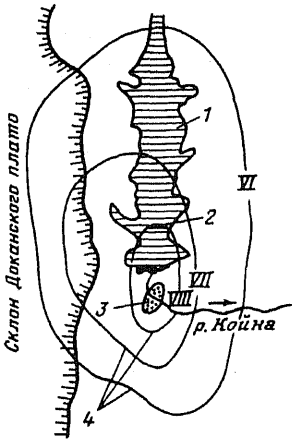


Рис. 14.5. Схема землетрясения Койна:
1 — водохранилище; *2* — плотина Койна; *3* — эпицентр (8–9 баллов); *4* — изосейсты

3) существует связь между сейсмоактивностью и изменением уровня водохранилища, причем проявления сейсмичности отстают во времени на один-два месяца;

4) активизация землетрясений наступает в тех случаях, когда уровень водохранилища превышает 90–100 м при его объеме более 10 млрд м^3.

Сила техногенных землетрясений может меняться от небольших колебаний грунта, вызванных движением машин и поездов, до заметных сотрясений при залпах, взрывах, подземных ядерных испытаниях и т.п.

Техногенные землетрясения могут быть вызваны подземным захоронением отходов. Так, закачка воды, зараженной радиоактивными отходами, в глубокие скважины, пробуренные для этой цели в 70-е годы близ военного завода «Роки-Маунте» (штат Колорадо, окрестности Денвера, США), вызвала более 700 небольших землетрясений вокруг скважин. Возросшее давление флюидов у забоя скважин облегчало подвижки по трещинам в местных, сильно трещиноватых породах, частота землетрясений соответствовала объему и давлению закачиваемой воды. Прекращение закачки воды приводило к прекращению колебаний. Этот опыт в штате Колорадо позволил выдвинуть предположение о том, что с помощью искусственно вызванных землетрясений можно ослабить упругие деформации вдоль активных разрывов, способствуя развитию смещений по ним, и тем самым уменьшить опасность мощного толчка.

Техногенные землетрясения отмечаются и в областях недавнего материкового оледенения, что обусловлено снятием нагрузки ледникового покрова и приводит к вертикальному поднятию областей ведения горно-строительных работ.

Причинами техногенных землетрясений в подземном строительстве является особый характер изменения напряженно-деформированного состояния массива горных пород в результате горно-строительной деятельности, при котором активизируются имеющиеся тектонические или появляются новые разрывы или зоны глубинных сколов, обладающие некоторой наклонной поверхностью. При этом нарушенные породы претерпевают искажение формы и уменьшение объема на глубине под влиянием давления, что в свою очередь вызывает фазовые изменения минералов от менее плотных к более плотным, несмотря на их разогрев. Блоки горных пород, залегающих по разные стороны разрыва, находясь в тесном контакте, способны накапливать упругую деформацию, постепенно меняя свою форму, пока не достигается их предел упругости. После

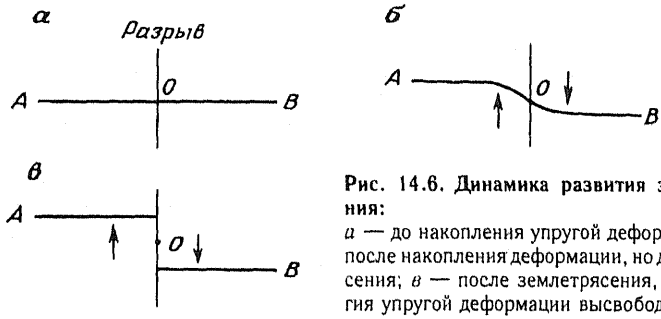


Рис. 14.6. Динамика развития землетрясения:
а — до накопления упругой деформации; *б* — после накопления деформации, но до землетрясения; *в* — после землетрясения, когда энергия упругой деформации высвободилась

этого происходит резкий скол, и значительная часть накопленной упругой энергии высвобождается в виде сейсмических волн. Блоки пород возвращаются к первоначальной форме, однако оказываются нарушенными и смещенными относительно друг друга по разные стороны образовавшегося разрыва (рис. 14.6).

Другой причиной техногенных землетрясений может быть нарушение процессов теплопереноса в результате подработки породного массива. Появление неоднородных тепловых зон в сочетании с высоким давлением вызывает непосредственное изменение объема пород. Изменение объема — будь то расширение или сжатие — приводит к подвижкам, которые могут сопровождаться образованием разрывов.

Изменение характера массообменных процессов также может являться причиной возникновения техногенного землетрясения. Известно, что прочность пород может резко снижаться на контакте с некоторыми жидкостями или газами. Умеренная минерализация подземных вод усиливает снижение прочности пород, особенно если в растворе содержатся те же ионы, что и в породе. Вода, заключенная в трещиноватых породах или в зонах дробления, испытывает упругое сжатие, которое распространяется на глубину в несколько километров и измеряется несколькими десятками миллиметров. Для передачи давления на 1 км необходимо время, определяемое в несколько дней; поверхностное поровое давление передается на глубину 10 км в течение 100 дней. Вне зоны трещиноватых пород передача давления осуществляется еще медленнее. Вследствие разницы во времени между увеличением порового давления в зоне интенсивной трещиноватости и в нетрещиноватой части породного массива может произойти уменьшение сопротивления в зоне интенсивной трещиноватости или дробления. Следствием этого может явиться разрядка напряжений, выражающаяся на поверхности в виде землетрясения. Следовательно, в более общем виде *причины техногенных землетрясений* можно охарактеризовать следующим образом:

1) приуроченность участка горно-строительных работ к тектонически активным и разрывным структурам района;

2) наличие аномалий температурного режима (геотермальный градиент, термальные воды и т.п.);

3) наличие гидравлической связи поверхностных и подземных вод и активизация массообменных процессов.

Все описанные процессы — оползни, обрушение пород, карстообразование, техногенные землетрясения — результаты сложного строения толщи горных пород и напряженно-деформированного состояния массива, который быстро теряет свою устойчивость при любом инженерном воздействии на него. Подземное строительство, характеризующееся, как правило, наличием слабых, обводненных вмещающих пород, сопряжено с активизацией всех негативных природных процессов естественного перераспределения напряжений в массиве. Поэтому экологическая опасность процессов подземного строительства может рассматриваться лишь при комплексном подходе к изучению закономерностей взаимовлияния подземных объектов и окружающей среды.

14.3. ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ ОПАСНОСТЬ АВАРИЙНЫХ СИТУАЦИЙ

Подземное строительство характеризуется целым рядом специфических особенностей, определяемых природными и техногенными условиями, при которых ведутся строительство, эксплуатация и поддержание подземных объектов. Кроме того, подземное строительство в настоящее время характеризуется тенденцией постоянного усложнения горно-геологических условий, обусловливающих необходимость использования специальных способов строительства и поддержания выработок в рабочем состоянии.

Так как система «подземное сооружение — породный массив» является чрезвычайно сложным комплексом, быстро реагирующим на любое изменение в одном из элементов системы, возможна ситуация, при которой определенное сочетание природных и техногенных факторов может привести к аварии в подземном сооружении.

Авария — внезапное, общее или частичное повреждение оборудования, горных выработок, сооружений, различных устройств, сопровождающееся длительным нарушением производственного процесса, работы участка или предприятия, сооружения в целом. Аварии всегда связаны с экономическими убытками; в некоторых случаях сопровождаются травмами людей.

Все аварии можно подразделить на несколько групп.

1. *По степени наносимых убытков и размерам разрушений:*

- *крупные*, охватывающие все подземное сооружение и приводящие к прекращению его функционирования на длительное время. Крупные аварии, как правило, сопряжены с травматизмом и гибелью людей;
- *местные*, влекущие за собой разрушения подземных сооружений на ограниченном участке, последствия которых могут быть быстро ликвидированы.

2. *По времени возникновения:*

- при строительстве подземного сооружения;
- во время эксплуатации.

Аварии в строящихся и эксплуатируемых выработках во многом аналогичны, но обладают и особенностями, характерными для определенного

Таблица 14.3

Аварии на подземных сооружениях	В период строительства	В период эксплуатации
Наиболее характерные и часто встречающиеся	Обрушение породы в забое; разрушение и чрезмерные деформации крепи; затопление выработок водой и плывуном; загазованность и задымленность воздуха; пожары, загорания, взрывы; внезапная поломка горно-строительного оборудования (щиты, тоннелепроходческие машины, буровые агрегаты и т.п.); столкновение или сход с рельсов вагонеток и электровозов; повреждение временных инженерных коммуникаций (водопровод, электрокабели, трубопроводы сжатого воздуха) и оборудования (компрессоры, вентиляторы, насосы)	Обрушение породы; деформирование обделки; загазованность воздуха; пожары, взрывы; оледенение конструкций и проезжей части; разрушение порталов и предпортальных выемок; разрушение внутренних конструкций
Место происшествия	Призабойная зона; отдельные участки готового подземного сооружения	Любое место от въездного до выездного портала

вида производства работ. Аварии в строящихся выработках происходят внезапно и неожиданно, в эксплуатируемых подземных объектах они являются следствием длительных процессов разрушения и деформирования конструкций (за исключением таких видов аварий, как пожары и взрывы).

Наиболее характерные и часто происходящие аварии при подземном строительстве и на этапе эксплуатации подземных объектов отражены в табл. 14.3.

Аварии в подземных выработках обусловлены комплексом причин, совокупность которых и определяет характер и степень опасности аварийной ситуации.

3. *По причинам возникновения.*

Несмотря на то что аварии в строящихся и эксплуатируемых подземных выработках проявляются по-разному, основные причины их возникновения одни и те же, среди них выделяют следующие.

1). Ошибки, вызванные недостаточной квалификацией или небрежностью в работе изыскателей, проектировщиков, строителей, эксплуатационников:

а) *ошибки при изысканиях* проистекают в основном из-за неполного объема разведочных работ и геотехнических исследований и неадекватной оценки геотехнической ситуации;

б) *ошибки при проектировании* связаны с принятием неудачных конструктивных и технологических решений, несоответствием расчетных схем несущих конструкций подземных сооружений действительным, нарушением нормативных требований;

в) *ошибки при эксплуатации* заключаются в недостаточном и несвоевременном проведении обследований дефектов строительных конструкций, ремонта и реконструкции выработок подземного объекта, в нарушении режимов вентиляции, освещения, водоотлива, правил безопасной эксплуатации.

2). Нарушения режимов, норм и параметров, установленных нормативной документацией.

3). Несвоевременное проведение осмотров, ремонтов.

4). Конструктивные недостатки и недостаточная надежность оборудования, несоответствие оборудования и материалов требованиям ГОСТов.

В ряде случаев причинами аварий при подземном строительстве могут служить стремление к максимальной экономии и прибыли, неоправданное повышение скорости строительства, агрессивность окружающей среды, недостаточная согласованность между строителями, проектировщиками, эксплуатационниками.

5). Стихийные природные явления (землетрясения, лавины, наводнения и др.).

Подавляющее большинство аварий в строящихся и эксплуатируемых выработках обусловлено недостаточным учетом или неверной оценкой природных и техногенных факторов. В свою очередь аварии в строящихся и эксплуатируемых подземных объектах приводят к неблагоприятным экологическим последствиям, проявляющимся в нарушении устойчивости породного массива, осадках дневной поверхности, повреждениях наземных и инженерных коммуникаций, загазованности и задымленности воздушного бассейна, повышении уровня шума и вибрации на прилегающей к подземному сооружению территории. Таким образом, не только природные и техногенные факторы оказывают влияние на состояние подземных сооружений, но и сами подземные сооружения способны негативно воздействовать на окружающую среду, вызывая порой необратимые явления и техногенные катастрофы.

Поэтому необходимо взаимоувязывать процессы строительства и эксплуатации выработок с устойчивостью окружающей среды и экосистемой в целом. Это возможно только при комплексном подходе к оценке экологического состояния системы «подземное сооружение — окружающая среда» и разработке соответствующих мероприятий инженерной защиты.

ГЛАВА 15
ОХРАНА ВОДНОГО БАССЕЙНА

15.1. ЗАГРЯЗНЕНИЕ ПОДЗЕМНЫХ И ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД ПРИ ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Подземное строительство приводит к серьезным изменениям в естественном водном и химическом балансах подземных вод в районе строительства и в смежных с ним районах. Истощение ресурсов подземных вод при этом приобретает региональный характер: нарушаются условия питания открытых водоемов и водотоков; развиваются мощные зоны техногенной аэрации, что ведет к нарушению естественного влажностного режима почв и грунтов.

Под истощением подземных вод понимается сокращение их естественных запасов, обусловленное превышением темпов водоотбора при дренировании водоносных пластов над интенсивностью их питания.

Если при этом происходит бесцельный сброс дренажных вод в речную сеть, то такое истощение наносит прямой экологический ущерб или приводит к существенному ухудшению условий водопользования в горностроительном районе.

Отбор подземных вод в количестве, превышавшем установленные эксплуатационные запасы, приводит к *истощению эксплуатационных ресурсов подземных вод*. Этим создается ситуация, когда осушение участка подземного строительства вызывает сокращение планируемых сроков эксплуатации водозаборов хозяйственно-питьевого назначения.

Влияние подземного дренажа максимально проявляется в закрытых артезианских структурах, где сокращение ресурсов артезианских вод носит необратимый характер, и характеризуется перераспределением вод между отдельными водоносными комплексами в зависимости от условия их вскрытия дренажными работами. Кардинальное распределение происходит на участках подземных разработок системами обрушения кровли, где за счет техногенной трещиноватости над выработками образуется зона резко нарушенной сплошности «водоупоров».

Изменение гидродинамического баланса *открытых водоносных структур* локализуется на меньших площадях, что обусловлено следующими факторами:

1) естественные водотоки и водоемы претерпевают инверсию и из областей стока превращаются в области питания;

2) вследствие нарушения рельефа, частичной ликвидации покровных отложений и понижения уровня грунтовых вод усиливается инфильтрационное питание;

3) крупные технические водоемы со временем формируют устойчивый водобалансовый цикл.

Изменения в *подземной гидродинамике* во многом определяют возможность, масштабы и специфику загрязнения водоносных комплексов в районе подземного строительства:

- за счет фильтрационных потерь из бассейнов промышленных стоков и поверхностных водотоков, содержащих загрязняющие компоненты, интенсифицируется поступление загрязнений с поверхности;
- вследствие резкого увеличения скорости фильтрации подземные воды становятся активными переносчиками загрязнений;
- в связи с изменением характера и условий взаимосвязи водоносных горизонтов, содержащих воды различного состава, усиливаются негативные тенденции в изменении качества подземных вод;
- наблюдается активизация физико-химических процессов в зоне аэрации (при снижении уровня подземных вод) и в глубоких зонах обводненного разреза (вследствие поступления вод иного состава).

Изменение исходной гидрохимической обстановки обусловлено инфильтрацией из поверхностных техногенных бассейнов сточных раство-

ров горно-строительного производства. Загрязненные воды могут поступать с поверхности, нарушенной горными и строительными работами, из старых горных выработок или загрязненных естественных водоемов. Миграция промышленных стоков от поверхностных бассейнов — не единственный путь загрязнения подземных вод. Снижение напоров при дренажных работах и развитие техногенной трещиноватости способствуют усилению перетекания вод из смежных более глубоких горизонтов, которые отличаются худшим качеством, отжатию минерализованных поровых растворов из слабопроницаемых слоев и блоков, а также перетоку некондиционных вод через незатампонированные скважины.

Еще одним источником загрязнения подземных вод служат отвалы вскрышных пород. При взаимодействии с ними атмосферной влаги происходит выщелачивание отдельных минералов, дающих разнообразные компоненты-загрязнители, поступающие затем с инфильтрационными потоками в водоносные горизонты.

Таким образом, под загрязнением подземных вод понимается ухудшение их исходного качества (физических, химических, биологических, органолептических свойств), приводящее к ощутимому экономическому или социально-экологическому ущербу.

По типу загрязняющих растворов различают 4 категории промышленных стоков:

Первая категория объединяет пресные (с минерализацией $M < 1$ г/л) воды с невысоким содержанием бытовых загрязнителей, привнос которых определяется контактом этих вод с атмосферой, земной поверхностью и техническим оборудованием. К этим загрязнителям относятся:

- патогенные микроорганизмы;
- водорастворимые нефтепродукты;
- азотные соединения (в форме ионов NO_3^-, NO_2^-, NH_4^+), содержание которых находится в пределах или чуть выше ПДК. В условиях пласта воды интенсивно очищаются от этих загрязнителей, поэтому процессы загрязнения водоносных горизонтов носят узко локальный характер и легко прогнозируются.

Вторая категория включает пресные и слабоминерализованные воды ($M \approx 3-5$ г/л) с повышенным содержанием токсичных компонентов: свинец, кадмий, стронций, цинк, медь, никель, марганец, ртуть, мышьяк, фосфаты, цианиды, фенолы, поверхностно-активные вещества (ПАВ), радиоактивные элементы и др. Наряду с перечисленными веществами в стоках этой категории могут присутствовать загрязнители, характерные для первой категории промышленных стоков. В самоочищении вод ведущую роль играют внутрипластовые физико-химические процессы, прогнозирование которых требует учета многокомпонентного характера стока.

К этой категории растворов относят многие виды вод, откачиваемых непосредственно из подземных горных выработок и отличающихся по составу от фильтрующихся подземных вод. Подобное различие связано с процессами химического и механического взаимодействия вод с вмещающими породами, атмосферой подземного сооружения и горнотран-

спортным оборудованием, а также смешением вод, поступающих в горные выработки из различных гидрохимических зон разреза. Как правило, воды, загрязненные механическими взвесями, содержат нефтепродукты, бактериально заражены и представляют агрессивную опасность по отношению к бетону и металлоконструкциям.

Третью категорию стоков образуют соленые воды ($M = 5-35$ г/л) и рассолы ($M > 35$ г/л). Растворы, как правило, обладают повышенной плотностью. С ростом минерализации увеличивается содержание микрокомпонентов, свойственных предшествующей категории стоков. Основным показателем, контролирующим качество вод в области их загрязнения, является общая минерализация, на которую ориентируются все прогнозы.

К *четвертой категории* промышленных стоков относятся техногенные растворы и вещества с особыми (специфическими) свойствами:

- высококонцентрированные растворы органических кислот, спиртов, фенолов;
- нефтепродукты в исходном состоянии (нефть, бензин, керосин, разнообразные масла и др.);
- двухфазные стоки, например, пульпа (смесь продуктов дробления горной массы и воды) горно-перерабатывающих предприятий.

Сложность прогнозов этого вида загрязнения обусловлена резким отличием стоков от пластовых вод не только по химическому составу, но и по физическим свойствам (плотности, вязкости).

С точки зрения возможных физико-химических превращений и процессов взаимодействия загрязняющих компонентов с подземными водами и горными породами можно выделить следующие виды загрязнителей:

- *трассеры* — нейтральные в физическом и химическом отношении;
- *физически нейтральные промышленные стоки* — подверженные физико-химическим и (или) микробиологическим превращениям и взаимодействиям, но не вызывающие изменения исходной вязкости (плотности) подземных вод;
- *тяжелые или легкие промышленные стоки* — существенно влияющие на плотность (вязкость) подземных вод (из-за высокой концентрации компонентов).

По характеру источника загрязнения различают:

1. *Поверхностные источники* — в подавляющем случае техногенного происхождения, располагаются на удалении от техногенных контуров разгрузки подземных вод, существенно превосходящие мощность водоносного комплекса, что предопределяет распространение загрязнений в условиях плановой фильтрации; имеют длительную фазу «скрытого» загрязнения, не проявляющегося в дренажных водах эксплуатируемых водозаборных сооружений; предопределяют сравнительно небольшие глубины проникновения основной массы загрязнений; воздействие их существенно зависит от защитных свойств естественных покровных или техногенных отложений.

2. *Подземные бассейны некондиционных вод* чаще всего имеют естественный генезис, хотя возможно и искусственное происхождение такого рода бассейнов при растворении пород вследствие техногенного изменения физико-химической обстановки в водоносных пластах. Располагаются они на сравнительно больших глубинах от исходного уровня подземных вод. В редких случаях подземное образование некондиционных вод связано с естественной плановой гидрохимической зональностью в водоносном пласте. Во всех вариантах решающим фактором, определяющим возможность и степень загрязнения, является водоотбор. «Скрытая» фаза загрязнения может быть относительно кратковременной, если соответствует лишь периоду подтягивания некондиционных вод из глубины водоносного пласта. Поступление некондиционных вод в эксплуатируемый горизонт из разделяющих слабопроницаемых толщ может иногда проявиться только после длительной эксплуатации дренажа.

По характеру структуры миграционного потока выделяют:

а) *ореолы растекания* — сопровождаются подчиненным развитием поперечной дисперсии, что является характерным для гидродинамически активных источников загрязнения, интенсивность фильтрации из которых заметно превосходит расчетный расход естественного потока;

б) ореолы рассеяния — характерны для гидродинамически пассивных источников (сильно экранированные бассейны, промышленные площадки, «сухие» отвалы и т.д.), интенсивность фильтрации из них заметно уступает расчетному расходу естественного потока и поперечная дисперсия играет важнейшую роль;

в) *области инфильтрации загрязнений* (преимущественно нисходящей).

По степени гидродинамического влияния на подземные воды среди поверхностных источников загрязнения различают:

- гидродинамически активные;
- пассивные.

Деление осуществляется в зависимости от вызываемых изменений в структуре исходного потока, эти изменения определяют соотношение между расходом утечек промышленных стоков из бассейнов и расходом естественного фильтрационного потока, контролирующим интенсивность смешения техногенных и пластовых вод.

Процессы загрязнения и истощения ресурсов подземных и поверхностных вод в районах подземного строительства часто тесно связаны между собой. С одной стороны, осушение водоносных горизонтов усиливает миграцию техногенных растворов загрязнителей и природных некондиционных вод, резко увеличивая опасность загрязнения вод поверхностного и подземного стока. С другой стороны, загрязнение непосредственно приводит к сокращению ресурсов подземных (а в ряде случаев и поверхностных) вод, делая их частично или полностью непригодными для использования в народном хозяйстве.

Подобная взаимосвязь определяет комплексный характер выбора мероприятий инженерной защиты водного бассейна при ведении горностроительных работ.

15.2. МЕТОДЫ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ГРУНТОВЫХ ВОД

Основой инженерной защиты подземных вод от загрязнения является мониторинг подземных вод.

Мониторинг подземных вод является частью более общей системы — экологического мониторинга. В системе мониторинга используют следующие методы:

1) *аналитический* — определение с помощью инструментальных или лабораторных устройств и приборов химического состава и свойств проб газообразных и водных сред;

2) *биоиндикационный*, заключающийся в определении интегральных характеристик состояния воздуха, воды, почвы по параметрам растительных и животных сообществ;

3) *гидрогеологический*, основанный на исследовании элементов и параметров естественных или искусственно возмущенных фильтрационных полей;

4) *геофизический*, позволяющий судить о влажности, солености, напряженном состоянии, направлении движения потока подземных вод и искусственных грунтов;

5) *дистанционный*, основанный на использовании обоснованных способов интерпретации и дешифрирования аэро- и космоснимков.

В системе мониторинга подземных вод выделяют три основных *метода управления подземными водами*: охрана, защита и реабилитация.

Под охраной подземных вод понимается комплекс запретительных и разрешительных мер, направленных на профилактику негативных изменений качественных и количественных характеристик подземных вод. Примером такого типа управления может служить назначение зон и округов санитарной охраны водозаборов, для проектирования которых имеются соответствующие нормативно-методические материалы (СНиПы, СанПиНы и т.п.).

Защита подземных вод подразумевает комплекс инженерных воздействий на них и другие компоненты экосистемы с целью ограничения в пространстве и времени негативного влияния инженерных сооружений и (или) хозяйственной деятельности.

Применяемые в настоящее время меры защиты сводятся к следующим: искусственное пополнение запасов подземных вод как средство защиты от истощения; изоляция потенциального или функционирующего источника загрязнения от подземных вод с помощью экранов, завес, дренажей и других средств; локализация пятен загрязнения подземных вод с помощью отвлекающих водозаборов, создания противофильтрационных завес, барражей, строительства стен в грунте и т.п.

Под реабилитацией подземных вод понимается возвращение им (вместе с другими компонентами экосистемы) экологически приемлемых свойств и качеств. Для этого можно использовать меры профилактики в сочетании с мерами инженерного воздействия, а также биологические, химические, социальные средства.

Примером реабилитации может служить очистка водоносных пород и пород зоны аэрации от нефтепродуктов с помощью различных культур микроорганизмов.

Все методы инженерной защиты подземных вод от загрязнения можно разделить на две группы:

1) профилактические, направленные на предотвращение загрязнения;

2) активные, задача которых — ограничение или ликвидация реально появившегося загрязнения.

Основная задача *профилактических мероприятий* заключается в максимальном ограничении фильтрационных потерь. Во многом она может быть решена на стадии изысканий и проектирования обоснованным выбором участка. Для создания накопителя промышленных стоков выбирают участки, имеющие хороший естественный экран (относительно водоупорные покровные образования) и (или) прилежащие к областям разгрузки подземных вод. Даже в худшем из вариантов это позволяет резко сократить или локализовать утечки из накопителя и тем самым значительно облегчить борьбу с загрязнением грунтовых вод.

К числу *простейших* профилактических мероприятий можно отнести также:

1) заблаговременную тщательную ликвидацию всех разведочных скважин на исследуемом участке;

2) целенаправленное распределение твердой фазы стоков различного гранулометрического состава на площади технического водоема, которое может включать в себя следующие этапы:

а) использование жидкой фазы стоков в системе оборотного водоснабжения;

б) поддержание уровней в технических водоемах на возможно более низких отметках с целью уменьшения площади акватории с соответствующим снижением потерь на фильтрацию;

в) заполнение тонкодисперсными фракциями наиболее фильтрующих участков ложа и бортов технических водоемов.

К *особо важным* профилактическим мероприятиям относят создание противофильтрационных экранов (ПФЭ), которые подразделяют на несколько типов.

1. Грунтовые экраны представляют собой естественные отложения существенно глинистого состава (глины, тяжелые суглинки) мощностью не менее 3 м. Такие экраны применимы только для резервуаров чистой воды или накопителей слабоминерализованных, нетоксичных и химически неагрессивных стоков и характеризуются довольно высокой проницаемостью (коэффициент фильтрации $K_ф = 10^{-2}-10^{-3}$ м/сут).

Искусственные *глинистые экраны* мощностью 0,3 м и более создают послойной укладкой и уплотнением глинистых грунтов до оптимальных значений влажности и плотности. В процессе укладки в них неизбежно появляются трещины усыхания, что влечет за собой резкое возрастание проницаемости. Ввиду подверженности подобных экранов размыванию поверхностными водами возникает необходимость устройства специальной защиты из каменной наброски. Резкое (на порядок и более) увели-

чение проницаемости грунтовых ПФЭ по сравнению с первоначальной может наблюдаться в результате химической деградации глинистых грунтов под влиянием агрессивных промышленных стоков. Перечисленные недостатки ограничивают применение глинистых экранов.

В значительной степени лишены означенных недостатков ПФЭ *из шламов* — твердой фазы пульпы, сбрасываемой в накопители. Целенаправленное складирование отходов позволяет существенно снизить и даже практически ликвидировать утечки жидкой фазы отходов из накопителей.

2. Пленочные экраны представлены широкой гаммой синтетических пленок и материалов на резинобитумной основе. Достоинствами пленочных экранов является их непроницаемость, устойчивость к различным видам агрессивного воздействия, длительный срок службы без изменения исходных свойств (более 15 лет). В то же время у пленочных покрытий много существенных недостатков:

- сильная подверженность механическим повреждениям;
- трудности обеспечения герметичности при больших площадях покрытия;
- чувствительность к растягивающим усилиям (особенно по стыковым швам);
- довольно высокая стоимость.

В связи с этим пленки в качестве ПФЭ используют преимущественно при создании резервуаров чистой воды и небольших (до несколько тысяч квадратных метров) бассейнов промышленных стоков (в том числе агрессивных).

3. Комбинированные экраны — сочетание грунтовых и пленочных экранов с дренажем. Синтетическую пленку укладывают между двумя слоями слабопроницаемых глинистых грунтов с добавками цемента, битумов, смол, бентонита и других компонентов. Эти слои также выполняют защитную функцию по отношению к пленке.

Наиболее широко распространены грунтово-цементные смеси. В США и Канаде уже в 1982 г. существовало 250 хранилищ опасных жидких отходов, построенных с применением таких смесей (глина : цемент : вода = = 8 : 1 : 1), где толщина слоев 13 см обеспечивала высокую герметичность и надежность покрытия.

В грунтово-пленочных экранах с дренажем профильтровавшиеся через слой слабопроницаемого грунта и пленку загрязненные воды перехватываются систематическим дренажем. Примером такого многослойного комбинированного экрана может служить экран, примененный на свалке коммунальных отходов в американском штате Пенсильвания (рис. 15.1).

4. Специальные экраны. Примером специальных экранов могут служить покрытия, использующие экранирующий эффект капиллярной каймы. Такой экран впервые был использован в США для предотвращения выщелачивающей инфильтрации на отвалах коммунальных отходов (рис. 15.2). При инфильтрации осадков, не перехваченных на поверхности системой дренажных труб, в верхнем слое тонкозернистого

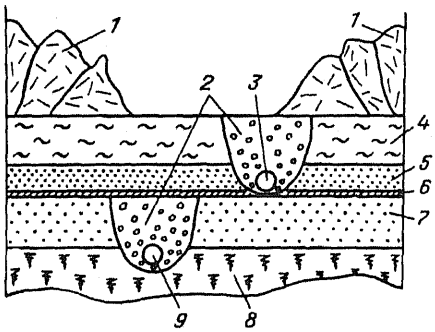


Рис. 15.1. Конструкция комбинированного экрана:
1 — хвосты; *2* — гравийный фильтр; *3* — перфорированная труба для сбора стоков; *4* — глинистый слой мощностью 30 см; *5* — слой песка мощностью 15 см; *6* — полихлорвиниловая пленка; *7* — слой песка мощностью 30 см; *8* — естественное основание; *9* — дренаж для сбора загрязненных вод, проникших через пленку

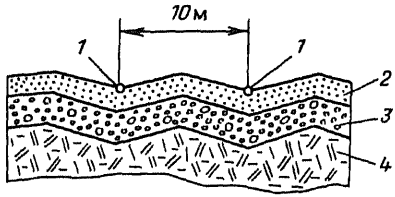


Рис. 15.2. Схема экрана с «капиллярным барьером» для предотвращения выщелачивающей инфильтрации (по Д. Гуду):
1 — трубчатые дрены для перехвата поверхностного стока; *2* — слой тонкозернистого песка; *3* — слой грубозернистого песка; *4* — тело отвала

(0,1 мм) песка, толщина которого не превышает высоты капиллярного поднятия, формируется подвешенная капиллярная кайма, препятствующая просачиванию воды в нижний слой грубозернистого песка. Соотношение фракций должно обеспечивать существенную разницу в величине капиллярного всасывания на границе раздела слоев. Многослойные «капиллярные» экраны перспективны в качестве покрытий хранилищ промышленных стоков. В этом случае создается многоярусный капиллярный барьер, суммарная величина капиллярного давления в котором способна «погасить» вертикальную фильтрацию даже при значительной толщине (в несколько метров) слоя воды в хранилище промышленных стоков. Защитные свойства «капиллярного» экрана могут быть усилены одно-двухъярусным систематическим дренажем.

Профилактические мероприятия в угрожаемом водоносном горизонте сводятся в основном к управлению фильтрационным потоком через действующие в районе водозаборные и водопоглощающие сооружения. Такое управление включает следующие операции:

- ограничение понижений на контуре действующих дренажных скважин теми минимальными величинами, при которых: исключается продвижение загрязнения за пределы контура, сводится к минимуму подтягивание некондиционных подземных вод из глубоких горизонтов, снижается общий объем откачиваемых загрязненных или некондиционных вод;
- увеличение нагрузки на действующие водопоглощающие сооружения для закачки дренируемых загрязненных вод;
- учет возможности разбавления загрязненных вод до допустимых концентраций в процессе их откачки, когда скважины расположены вблизи источников обеспеченного питания (реки, водоемы);

• раздельный дренаж загрязненных и незагрязненных подземных вод;

• ограничение объема дренажа путем ориентации только на те скважины, которые вскрыли интервалы превалирующей миграции загрязнений.

Активные мероприятия включают следующие основные направления:

1) ликвидация или дополнительная изоляция источника загрязнения;

2) локализация или откачка загрязненных пластовых вод;

3) сброс и утилизация загрязненных подземных вод, откачиваемых дренажными системами;

4) восстановление качества подземных вод в пределах сформировавшегося ореола загрязнения.

Полная ликвидация источника загрязнения с последующими мероприятиями по восстановлению качества подземных вод в зоне его влияния является радикальной мерой борьбы с загрязнением, которая иногда заключается в прекращении эксплуатации накопителя с переводом сброса стоков в заранее подготовленную резервную емкость.

Изоляция состоит в оконтуривании источника загрязнения подземных вод оконтуривающей противофильтрационной завесой (ПФЗ). Применительно к *открытому способу* ведения горно-строительных работ целесообразным представляется сооружение противофильтрационных завес траншейного типа (которые могут называться «грунтовая стенка» или барраж). При этом вокруг изолируемого участка проводятся узкие и глубокие (до водоупорного пласта) траншеи, заполняемые водонепроницаемыми (обычно глинистыми) материалами. Проницаемость таких перемычек может быть доведена до 10^{-2}—10^{-4} м/сут. Возможно несколько схем сооружения ПФЗ траншейного типа:

а) изоляция завесой всего карьерного поля, на котором затем производят осушительные и горно-строительные работы;

б) вначале строительства карьера изолируют только один из его участков; по мере развития горно-строительных работ осуществляют ограждение второго участка и т.п.;

в) карьер изолируют только со стороны нерабочих бортов; воды, поступающие со стороны рабочего борта, перехватывают водопонижающими скважинами. По мере передвижения фронта горных работ за пределами боковых бортов карьера с опережением наращивают ветви противофильтрационной завесы, а в пределах контура карьера бурят ряды водопонижающих скважин.

Локализация загрязнения в водоносном пласте возможна путем управления фильтрационным потоком через специальные водозаборные и водопоглощающие сооружения — дренажи, гидрозавесы и их сочетания, путем глубоких ПФЗ, оконтуривающих источники загрязнения.

Дренаж предполагает проходку рядов откачивающих скважин (траншей) в пределах ореола загрязнения подземных вод (как правило, по нормали к направлению миграции) для перехвата загрязненной воды. Дренаж сам по себе приемлем только при ограниченных объемах откачиваемых загрязненных вод, допускающих их обратный сброс в накопи-

тели или использование для оборотного промышленного водоснабжения. Возможности дренажа расширяются при высокой степени разбавления загрязнений пресной чистой водой в дренажных устройствах.

Ограничения на дренаж определяются следующими *недостатками* этого способа:

- высокими эксплуатационными расходами на длительную откачку воды;
- возможным резким увеличением объемов откачиваемых загрязненных вод за счет роста градиентов на участке между дренажем и источником загрязнения подземных вод, а также дополнительного вовлечения в водооборот незагрязненных вод, смешивающихся при откачке с загрязненными; альтернативой является раздельная откачка более чем на одном уровне.

К *достоинствам* дренажных систем относят их высокую мобильность, сравнительно небольшие затраты на сооружение и высокую техническую эффективность.

Гидрозавесы предполагают создание гидродинамического барьера на пути миграции загрязнений. Для этого предусматривают сооружение ряда нагнетательных скважин вниз по потоку загрязненных вод с последующей непрерывной закачкой в них чистой воды из независимого внешнего источника. Отметки пьезометрических уровней по контуру гидрозавесы должны обеспечивать создание искусственного водораздела подземных вод на пути миграции загрязнений, сдерживающего их дальнейшее продвижение по пласту. При потоках загрязненных вод ограниченной ширины и интенсивности возможно расположение нагнетательных и откачивающих скважин ниже по потоку от ореола загрязнения. Откачиваемая вода при этом подается в скважины гидрозавесы. Благодаря образованию искусственного водораздела в условиях установившегося движения подземных вод между линиями откачивающих и нагнетательных скважин ореол загрязнения удерживается в определенных границах, а незагрязненные подземные воды обтекают его.

Недостатками гидрозавес являются:

- значительные эксплуатационные расходы;
- постепенное снижение дебита нагнетательных скважин в результате кольматации, что требует их систематического ремонта и наличия практически стопроцентного резерва;
- необходимость в тщательной очистке от механических примесей воды, подаваемой для нагнетания.

К *достоинствам* гидрозавес можно отнести:

- невысокие капитальные затраты на сооружение систем;
- мобильность;
- отсутствие проблемы утилизации или очистки загрязненных подземных вод.

Более радикальным, но и более дорогостоящим средством борьбы с загрязнением подземных вод являются глубокие ПФЗ, оконтуривающие горные выработки и снимающие необходимость откачки больших объемов загрязненных вод, в частности, естественных рассолов. Приме-

ром глубоких ПФЗ являются инъекционные (тампонажные) завесы, сооружаемые на глубинах в сотни метров путем закачки в пласты трещиноватых пород тампонажных смесей под давлением. По типу используемых тампонажных смесей инъекционные завесы подразделяются на две группы:

1) цементные и глиноцементные завесы, используемые для защиты пресных вод и слабоминерализованных и неагрессивных стоков;

2) завесы на грунтовой основе с преобладанием в составе закачиваемого раствора местных строительных материалов глинистого состава с различными добавками, способствующими «схватыванию» раствора в трещинах и повышению его устойчивости к агрессивному воздействию загрязненных подземных вод.

Использование инъекционных ПФЗ в водоохранных целях сдерживается их высокой стоимостью, неясностью представлений о критериях надежности, способах ее обеспечения и методах контроля сплошности завесы. Однако их следует отнести к весьма перспективным средствам защиты подземных вод от загрязнения и истощения.

Подземное захоронение жидких стоков и некондиционных дренажных вод также входит в состав активных мероприятий борьбы с загрязнением. Эта мера наиболее целесообразна при относительно небольших объемах загрязненных вод: расход закачки на глубину 1500—2000 м и более не должен превышать 5000 м^3/сут.

В качестве коллекторов для закачки загрязненных дренажных вод могут использоваться дренируемые горизонты с некондиционными водами. При высокой проницаемости пород появляется реальная возможность создания системы замкнутого оборота загрязненных вод: дренажные воды сбрасываются в поглощающие скважины, располагающиеся по периферии контура дренажа на удалении от него порядка нескольких километров, но не далее местных водоразделов депрессионной воронки. При этом попутно решается задача борьбы с истощением водоносного горизонта из-за наличия искусственного водораздела, формируемого по линии нагнетательных скважин.

Утилизация без предварительной очистки возможна для слабоминерализованных или практически пресных дренажных вод, которые в дальнейшем можно использовать для технического водоснабжения, в системах охлаждения, пылеподавления и т.п. В силу минимальной загрязненности механическими примесями использование дренажных вод для технологических нужд предпочтительнее, чем подача воды из поверхностных отстойников.

Чаще всего утилизация загрязненных дренажных вод и технологических стоков возможна только после их предварительной очистки. Последнюю осуществляют методами, характерными для очистки вод поверхностного стока.

В большинстве случаев даже после ликвидации или надежной изоляции источников загрязнения подземных вод естественное восстановление качества подземных вод в пределах ореолов загрязнения растягивается на десятилетия. Соответственно длительное

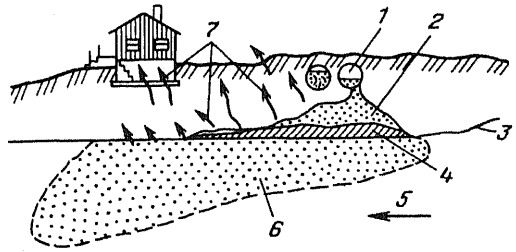


Рис. 15.3. Схема загрязнения грунтовых вод из-за утечек из трубопроводов:
1 — протекающий трубопровод; *2* — загрязненный грунт; *3* — уровень грунтовых вод; *4* — плавающая нефть; *5* — направление течения грунтовых вод; *6* — загрязнение подземных вод растворенными углеводородами; *7* — опасные пары в грунте и под строением

время остается загрязненной местная гидрографическая сеть, в которую разгружаются некондиционные подземные воды.

Особую актуальность приобретает эта проблема в городах, где утечка газа из разрушенных газопроводов является причиной многих аварий и ухудшения экологической обстановки. По данным Мосгаза, из 4500 км подземных стальных трубопроводов 400 км требуют экстренной реконструкции; за последние шесть лет в Москве вследствие утечки газа из разрушенных трубопроводов произошло 257 аварий. Ежегодно в городе вскрывается более 1400 котлованов на местах повреждения газопроводов и утечек газа. Та же ситуация характерна для нефтепроводов. В результате аварийного состояния нефте-, газо- и других трубопроводов и утечек из них в первую очередь страдает качество грунтовых вод (рис. 15.3).

Восстановление качества подземных вод в данной ситуации возможно несколькими способами.

1. С помощью искусственного увеличения фильтрационных и концентрационных градиентов, которое обеспечивается интенсивным и длительным дренажем в пределах ореола загрязнения.

2. Использование очистки in situ, практически приемлемой только для гомогенных в миграционном отношении сред.

Очистка in situ предполагает закачку в загрязненный водоносный горизонт растворов, содержащих нейтрализующие химические компоненты или микроорганизмы. Второй способ очистки in situ заключается в использовании естественных грунтов с высокой сорбционной способностью по отношению к данному виду загрязнителя. При этом технологическая цепочка выглядит следующим образом: откачка загрязненных вод — инфильтрация для очистки — откачка очищенных вод. Цикл «закачка — откачка» может повторяться многократно, что значительно удорожает данный способ очистки.

3. Производство очистки с помощью вакуумной экстракции. Удаление остатков углеводородов и их паров с поверхности грунтовых вод при этом осуществляется при помощи непосредственно вакуумного экстрактора и водно-парового сепаратора.

Рассмотренные мероприятия не исчерпывают всех возможностей борьбы с загрязнением подземных вод. Развитие современной науки и правильное определение причин загрязнения грунтовых вод и последствий этих загрязнений позволяют разрабатывать новые, совершенные мероприятия и инженерные решения.

15.3. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ДЕФОРМАЦИИ И ХАРАКТЕР ИХ ПРОЯВЛЕНИЯ

Фильтрационные процессы, практически неразрывно связанные с деформационными, усложняют подземное строительство, вызывая фильтрационные деформации.

Фильтрационные деформации могут быть вызваны рядом причин:

- перемещением или вымыванием рыхлого заполнителя карстовых полостей и трещин;
- кольматацией;
- эрозионным размывом;
- суффозионным выносом рыхлых отложений;
- полным растворением пород и образованием крупных пор и трещин;
- силовым воздействием воды на породу, которое чаще всего проявляется в виде пластично-разрывной (взлом) или упруго-разрывной (выдавливание) деформаций.

При строительстве выработок, кровля которых находится ниже уровня подземных вод или близко к кровле напорного горизонта, возникают напорно-силовые деформации. Гидростатическое давление воды, содержащейся в породе, особенно глинистой, может быть причиной деформаций и пучения элементов сооружения, особенно при возведении его под водонепроницаемым слоем напорного водоносного горизонта.

Гидрогеологические условия массива горных пород при строительстве и эксплуатации подземных сооружений могут обусловливать различную степень их деформаций:

- при размещении выработки в водопроницаемых породах понижение уровня грунтовых вод приводит к образованию депрессионной воронки, что может сопровождаться возникновением просадок, вызывающих деформацию подземного объекта;
- при размещении выработок в водонепроницаемых породах, ниже которых на сравнительно небольшой глубине находится водоупорный слой, напор подземных вод которого не уравновешен толщей вышележащих пород, возникают просадки подземного сооружения, а также деформации земной поверхности;
- при размещении выработок в мощной толще водоупорных пород, ослабленных зонами трещиноватости, или тектонических нарушений, или незатампонированных скважин, могут возникнуть протечки через стенки сооружения.

В описанных случаях управление фильтрационными свойствами пород возможно при создании *противофильтрационных завес* или с помощью *водопонижения*. Последнее, в ряде случаев, может оказать отрицательное воздействие на совместную работу массива горных пород с подземным сооружением. Возникающее при отключении системы водопонижения увеличение напоров быстро передается трещиноватым породам, что приводит к фильтрационным деформациям, разрушению структурно тонких прослоев и резкому ослаблению их прочности.

При мощности водоупорного слоя, недостаточной для удержания избыточного давления воды, может возникнуть прорыв ее в сооружение. Прорыв воды и частиц грунта в горную выработку является еще одним проявлением напорно-силовых фильтрационных деформаций.

В результате выноса частиц грунта в выработку происходит разрушение породы за обделкой, изменение ее коэффициента фильтрации, гранулометрического состава, абсолютной и относительной пористости.

Управление подобным типом фильтрационных деформаций осуществляют с помощью противофильтрационных завес, однако сложный характер взаимодействия выработки с массивом вмещающих ее горных пород может сопровождаться выносом заполнителя даже при небольших (около 0,1) градиентах потока подземных вод.

Фильтрационные деформации заполнителя трещин и полостей могут протекать различно в зависимости от свойств заполнителя. Если заполнитель представлен плотным, практически водонепроницаемым материалом, перемещение его происходит лишь при значительном давлении воды. Способность глинистого заполнителя к деформациям тем выше, чем больше его влажность. В случаях, когда заполнитель представлен рыхлым материалом, его деформация происходит за счет суффозии, которая определяется высоким градиентом фильтрационного потока. Кроме того, могут развиваться деформации заполнителя, приводящие к уменьшению водопроницаемости за счет кольматации, которая начинает преобладать при градиентах напора $I < 0{,}01$.

При выборе типа фильтрационной завесы исходят из следующих положений:

1. Глубину тампонажа следует принимать равной мощности активной зоны, в пределах которой обвалы кровли могут вызвать деформации подземного сооружения и земной поверхности;

2. Тампонажный материал должен иметь достаточное внутреннее трение и сцепление, чтобы сопротивляться перемещению и вдавливанию в незатампонированные полости при возможных вертикальных нагрузках;

3. Для надежного тампонажа необходимо определять границы возможных провалов и мульд оседания земной поверхности, разрабатывать схему деформации над выработками, границы обрушения и зоны сдвижения;

4. Подбирать тампонажный материал следует с таким расчетом, чтобы добиться кольматации пор и трещин породы, вмещающей выработку;

5. Между усадкой тампонажных средств и водопроницаемостью пород существует сложная зависимость, которую необходимо учитывать при проектировании фильтрационной завесы.

ПРОРЫВЫ ВОДЫ В ПОДЗЕМНЫЕ ВЫРАБОТКИ

Прорыв воды является одним из важнейших видов фильтрационных деформаций, которые происходят наиболее часто при строительстве подземных сооружений в относительно водоупорных породах при несниженных напорах в соседних горизонтах. В результате подчас оказываются затопленными или заполненными суспензиями километры подземных выработок. Прорывы воды — явление катастрофическое, приводящее к затоплению, запесочиванию подземных выработок, потере горной техники и выходу из строя на продолжительный срок участков подземного объекта.

Основными причинами возникновения прорывов являются:

- недостаточный объем работ по дренажу водосодержащих пород в пределах выемки;
- нарушение технологических режимов производства строительных работ (обрушение пород в незакрепленной зоне подземной выработки, несвоевременное сооружение дренажных скважин, ввод сооружения в эксплуатацию при недостаточной осушенности участков разработки);
- неблагоприятный геологический разрез и литологический состав пород, слагающих участок ведения горно-строительных работ (преобладание мощных слоев песчаников, известняков, отсутствие мощных слоев глинистых пород и др.);
- внезапное вскрытие выработками различных геологических нарушений, участков, на которых отсутствует сплошность водоупорных слоев;
- недостаточная устойчивость горных пород в подземном сооружении на горизонте подработки водного объекта при его небольшой глубине, значительные обрушения горных пород в выработках;
- недостаточная кратность подработки (отношение глубины подработки к выемочной мощности пласта);
- недостаточная мощность покровных отложений, перекрывающих водопроводящие породы;
- обнаженность в пределах чаши водохранилища коренных водопроводящих пород (песчаники, песчанистые сланцы, известняки);
- наличие в чаше водохранилища разведочных скважин, старых шурфов, сбоек, провалов поверхности и других точек, имеющих связь с подземным сооружением.

Оценка возможности прорывов воды или водопроводной смеси в подземные сооружения предполагает только учет прямой связи выработок подземного объекта с существующими аккумуляторами воды или стимулирования такой связи фильтрационными деформациями и нарушениями сплошности экранирующих пород при естественных гидростатическом и горном давлениях. Однако при горно-строительных работах в толще песчано-глинистых пород с полным или частичным обрушением кровли выработок прорывы могут быть связаны со сложными гидрогеомеханическими процессами непосредственно в подработанном массиве, так называемыми «наведенными сдвижениями», которые можно разделить на три основных группы:

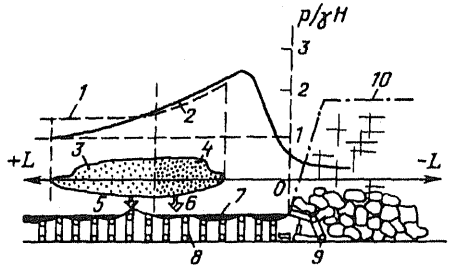


Рис. 15.4. Схема нагружения линзы пористых пород в зоне опорного давления:
1 — график изменения порового давления в линзе пористых пород; *2* — зависимость опорного давления *p* от расстояния *L* до забоя на глубине *H*; *3* — зона пород, временно находящаяся в состоянии упругого сжатия; *4* — зона пород с нарушенной структурой; *5*, *6* — участки возможного прорыва соответственно разжиженной породы или воды с частичным выносом материала из слабосцементированных пород в зонах ослабления кровли выработки; *7* — кровля пласта; *8* — выработка (подготовительная); *9* — очистной забой; *10* — граница зоны трещин в кровле выработанного пространства

1) *прорывы воды и породы из водопроницаемых слоев*, в которых под влиянием опорного давления развиваются повышенные напоры, приводящие к нарушению равновесия водоупорных экранирующих пород или к гидроразрыву.

Пески или слабые песчаники прорываются подобно вязкой жидкости в кровле или почве выработок на участках с недостаточной прочностью экранирующих слоев. Наиболее вероятны такие прорывы из линз пористых песков, окруженных слабопроницаемыми глинистыми породами, при естественном или техногенном ухудшении экранирующих свойств последних (рис. 15.4).

2) *прорывы из различных аккумуляторов воды* по водопроводящим трещинам, осложненные размывом пород и выносом рыхлого материала вдоль трещин.

Такой вынос породы из зоны обрушения равносилен увеличению вынимаемой мощности пласта и вызывает рост зоны водопроводящих трещин и водопритока из уже дренируемых или новых аккумуляторов воды. Попадающие в зону влияния опорного давления «разжиженные» песчано-глинистые породы могут также прорываться по водопроводящим трещинам в зону обрушения, а затем к выработкам подземного сооружения.

3) *прорывы воды из полостей расслоения* над выработанным пространством.

Такие прорывы возникают при управлении обрушением, когда оседание подработанного массива происходит с разделением на группы слоев, деформирующихся самостоятельно. При этом между быстро оседающей непосредственной кровлей и основной кровлей образуются полости расслоения. Вода, отжимаемая из зоны опорного давления и фильтрующаяся из этих слоев, поступает в полости расслоения и смачивает трещины сдвижения, возникающие в непосредственной кровле. Если непосредственная кровля содержит слои глинистых пород, способных на-

бухать, то трещины в них могут закрываться и создавать условия для накопления в полостях расслоения воды, угрожающей прорывом.

Если технология горно-строительных работ предусматривает зависание основной кровли на весь период работ, то прорывоопасные условия возникают при напорах в полости расслоения, соответствующих среднему градиенту в зоне водопроводящих трещин порядка 1,5. Если основная кровля зависает временно, то прорывы могут возникать в периоды ее оседания, при этом напор в полости расслоения резко возрастает до величин, соответствующих весу пород основной кровли. Возникновение высоких градиентов напора может привести к гидроразрыву и размыву закрытых при набухании трещин с последующим прорывом воды в подземное сооружение, что характерно для краевых зон, где изгиб подработанных слоев максимален. После выхода воды из полости расслоения и снижения в ней напора повторное набухание может сопровождаться новым накоплением воды и повторным прорывом. При этом возможен размыв песчано-глинистых пород в зоне обрушения.

Прорывы воды в вертикальные выработки отличаются от прорывов в горизонтальные и наклонные выработки.

При проходке вертикальных выработок подземных сооружений различают два основных типа прорывов водных масс:

1) *прорыв чистой воды*, который обычно происходит из трещиноватых скальных пород, трещины и пустоты в которых свободны от глинисто-илистых материалов. По своим последствиям такие прорывы подземных вод наименее опасны, если они происходят не на контакте со слабыми легко размывающимися горными породами. Прорыв чистой воды обычно происходит при пересечении вертикальными выработками трещин и карстовых полостей (рис. 15.5, *а*, *б*) и сбросовых трещин (см. рис. 15.5, *в*), заполненных водой, не содержащих в себе мелкого обломочного материала или ила и сообщающихся с другими такими же трещинами и полостями, заполненными чистой водой и образующими в целом большие подземные водные бассейны;

2) *прорыв загрязненной глинисто-илистыми частицами воды* из трещиноватых и карстовых скальных пород и сбросовых трещин, заполненных обломочными горными породами, более опасны по своим последствиям, чем прорывы чистой воды. Грязная вода, засоряя насосы, бы-

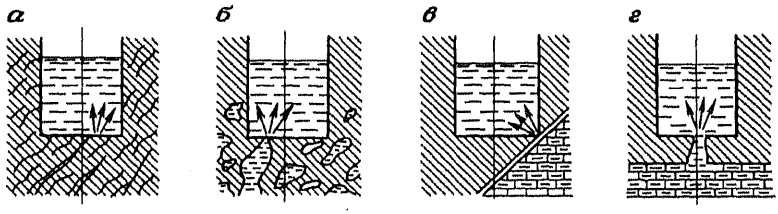


Рис 15.5. Схемы внезапных прорывов воды в вертикальные стволы:
а — из водоносной трещины; *б* — из карстовой полости; *в* — из сбросовой трещины; *г* — через целик водоупорной породы

стро выводит их из строя. Кроме того, трещины и полости, будучи частично заполненными глинисто-илистым материалом, плохо поддаются цементации и требуют дополнительных работ на их промывку водой перед цементацией.

Прорывы чистых и загрязненных трещино-карстовых напорных вод происходят также через недостаточные по мощности целики водоупорных горных пород (см. рис. 15.5, *г*).

Еще более опасны по своим последствиям прорывы воды в вертикальные выработки подземных сооружений с выносом песка и ила от размывания прорвавшейся водой песчано-глинистых пород. Такие прорывы обычно происходят на контакте слабых несвязных пород с трещиноватыми водоносными скальными породами или из трещиноватых водоносных скальных пород, перекрытых пластами легко размывающихся горных пород, которые при недостаточной мощности нередко прорываются в выработку.

Очень опасными являются *прорывы песков плывунного характера и плывунов*, которые происходят на контакте их с плотными и крепкими породами (рис. 15.6, *а*) или прорывают своим давлением небольшие по мощности слои плотных пород (см. рис. 15.6, *б*), а в некоторых случаях и несущие конструкции вертикальных выработок.

Самыми опасными по своим последствиям являются прорывы воды, при которых происходит разрушение и размывание пород вокруг вертикальных выработок, что почти всегда грозит их деформацией и разрушением.

Характер внезапных прорывов воды при сооружении вертикальных выработок в значительной мере определяется: структурой и текстурой пересекаемой вертикальными выработками толщи горных пород; сечением водопроводящих пор и каналов; запасами подземных вод, питающими источники внезапных прорывов; сообщением подземных вод с поверхностными водоемами; гидростатическим давлением подземных вод в местах возможных прорывов.

Возможность прорывов определяется следующими факторами:

природными — наличием в толще горных пород и распространением в плане песков или слабосцементированных песчаников, мощностью и прочностными характеристиками экранирующих глинистых пород, величинами напоров в водоносных горизонтах и породах;

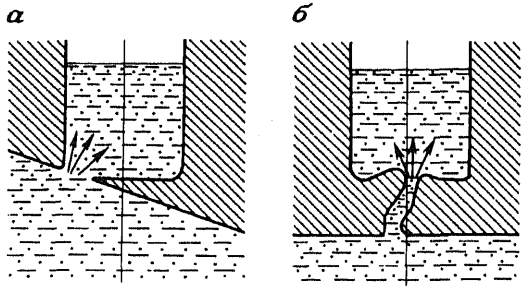


Рис. 15.6. Схемы внезапных прорывов плывуна в вертикальные стволы:
а — на контакте с водоупорной породой; *б* — через целик водоупорной породы

техногенными — принятой системой разработки, способом управления кровлей, скоростью продвижения горно-строительных работ, типом обделки выработок подземного сооружения.

Эти факторы предопределяют такие параметры, как высота зоны водопроводящих трещин; степень, концентрация и распределение опорного давления вокруг подземного объекта; режим давления воды в зонах опорного давления вокруг выработок и на прилегающих участках.

Сопоставление количественных характеристик этих параметров позволяет выделить на плане горно-строительных работ прорывоопасные участки и наметить комплекс мероприятий инженерной защиты.

Аварийные прорывы воды или горной массы (рыхлых водонасыщенных грунтов, обладающих плывунными свойствами) — это внезапное и усиленное поступление их в выработку, которое происходит в результате самопроизвольного либо принудительного разрушения водоупорных пород, перемычек, обваловки и коммуникаций. Распределение аварий, связанных с прорывами воды или обводненной горной массы, по объектам строительства приведено в табл. 15.1.

Подавляющее большинство аварийных прорывов приходится на строительство метрополитенов (84%), что соответствует объему работ, выполняемых на этих объектах. В таблице учтены данные о прорывах на 50 объектах подземного строительства за период 1981–1990 гг. в бывш. СССР.

Характерным примером аварийного прорыва является прорыв воды в перегонный тоннель на участке от станции метро «Проспект просвещения» в Санкт-Петербурге в 1988 г. Вмещающими породами для этого 6-метрового (в диаметре) перегонного тоннеля служили протерозойские глины мощностью 2,5 м, перемятые глины (2 м), моренные отложения (0,3 м), обводненные пески мощностью 3,5 м, залегающие в виде линз. Снятие гидростатического напора из линз песков и перемятых глин осуществляли водопонижением. Забой правого тоннеля находился в 4,5 м от ледогрунтового массива, левого — с отставанием 60 м, его разработку не проводили.

В соответствии с проектом в целях безопасности строительства до начала проходки была возведена защитная перемычка с затвором (рис. 15.7, *а*), а впоследствии сооружен временный затвор. Аварийная ситуация в правом перегонном тоннеле проявилась в виде нарастания горного давления, вывала грунта в сводовой части забоя высотой 1,5 м, поступления воды в тоннель по образовавшимся в протерозойских глинах трещинам.

Таблица 15.1

Объекты	Число (доля, %) аварий		
	под землей	на поверхности	всего
Метрополитены	25 (45)	22 (39)	47 (84)
Транспортные тоннели	5 (9)		5 (9)
Другие подземные сооружения	3 (5)	1 (2)	4 (7)
Всего	33 (59)	23 (41)	56 (100)

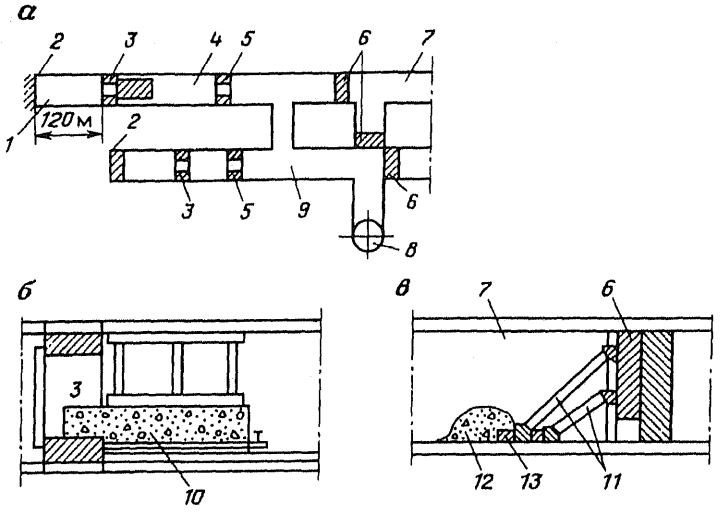


Рис. 15.7. Схема ликвидации прорыва воды на станции метро «Проспект просвещения» (Санкт-Петербург):
1 — место прорыва; *2* — лоб забоя; *3* — временный затвор; *4* — правый перегонный тоннель; *5* — постоянный затвор; *6* — перемычка; *7* — действующий участок метрополитена; *8* — ствол шахты; *9* — левый перегонный тоннель; *10* — бетонный упор; *11* — брус 200 × 200 мм; *12* — щебень упора; *13* — шпалы; *а* — план тоннеля до установления перемычки; *б* — схема упора на временном затворе в правом перегонном тоннеле; *в* — схема установки временного подкрепления железобетонной перемычки в тоннеле со стороны действующего участка

Последние четыре кольца обделки, смонтированные перед забоем, получили деформации в сводовой части и были частично разрушены. Прорыв в тоннель водопесчаной смеси привел к заводнению ею пространства вплоть до временного затвора с железобетонным упором, предусмотренным проектом (см. рис. 15.7, *б*). Временный затвор был закрыт и в изолированную зону длиной 114,6 м начали подавать воду и сжатый воздух. При давлении 0,28 МПа через нижнюю часть железобетонной перемычки затвора в изолированной зоне произошел прорыв воды и сжатого воздуха. Осмотр, проведенный после снятия давления и спуска около 750 м^3 воды показал, что высота вынесенного песка у забоя достигла 1,2 м, а протяженность выноса — 99 м. Со стороны изолированной зоны у затвора была сооружена временная перемычка высотой 0,6 м из мешков с цементом, смешанным с паклей и бентонитовой глиной. После этого затвор был вновь закрыт, а с наружной стороны изолированной зоны возведен бетонный упор (см. рис. 15.7, *в*).

Одновременно с окончанием подготовки к закрытию постоянного затвора правого перегонного тоннеля производили усиление перемычек, отделяющих выработки строящегося тоннеля от действующего метрополитена. В изолированной зоне был установлен манометрический кон-

троль за давлением воды. Через двое суток в асфальтовом покрытии улицы появились трещины, из дренажной трубы в своде потекла вода, давление которой достигало 0,1 МПа. На поверхности образовалась воронка диаметром 15 и глубиной 12—14 м. Давление в изолированной зоне на этот момент составляло 0,58 МПа. В течение трех дней воронка на поверхности была засыпана, давление в изолированной зоне в течение четырех суток снизилось до 0,4 МПа и стабилизировалось.

Причиной данного катастрофического прорыва воды и водопесчаной смеси явилась повышенная трещиноватость коренных глин, которая привела к непрогнозируемому вывалу при разработке сводовой части, резкому ослаблению защитной кровли грунтов и быстрому развитию горного давления с последующим увеличением вторичной трещиноватости оставшейся толщи породы до водоносной линзы. Вода проникла в глинистые грунты и в забой, что вызвало вначале обрушение коренных глин, а затем и вынос воды с песком.

Причиной затопления строящихся тоннелей могут быть не только подземные, но и поверхностные воды, а также интенсивные атмосферные осадки. Это особенно характерно для тоннелей, сооружаемых *открытым способом*.

Так, на два месяца были остановлены работы по строительству ускорителя элементарных частиц в штате Техас (США) в связи с затоплением технологической шахты ливневыми водами зимой 1992 г. Проходку главного тоннеля — ускорителя диаметром 5 м возобновили только после сооружения дополнительной шахты глубиной 80 м эллиптического сечения размером 19,2 × 10,2 м.

Приведенные примеры наглядно демонстрируют взаимовлияние природных и техногенных факторов, определяющих возможность катастрофических прорывов, и позволяют проследить закономерности в работе системы «подземное сооружение — породный массив — технология».

ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ДЕФОРМАЦИИ И ТЕПЛОМАССООБМЕН В СИСТЕМЕ «ПОДЗЕМНОЕ СООРУЖЕНИЕ — ПОРОДНЫЙ МАССИВ»

Процесс тепломассообмена между массивом горных пород и подземным сооружением складывается из взаимного теплового воздействия и развития потока флюидов в поровом пространстве массива. Контакт влажных пород с потоком воздуха в подземном сооружении приводит к миграции влаги по направлению к поверхности сооружения, что вызывает осушение прилегающих пород и повышение влажности в подземном объекте. В процессе тепломассопереноса изменяются физико-механические свойства пород в результате их обводнения, осушения, промерзания, расклинивающего действия воды в трещинах, передаче теплового воздействия на дальние расстояния.

Влияние тепломассообмена в подземных сооружениях проявляется в следующем. Сочетание высокой температуры и влажности, повышение температуры стенок выработки вызывают в них и в окружающем пород-

ном массиве значительные температурные напряжения и деформации, которые могут служить причинами дефектов в несущих конструкциях подземных сооружений. Поэтому регулирование температурных параметров позволяет уменьшить толщину обделки, что дает значительный экономический эффект.

Процесс теплообмена между вентиляционным воздухом и массивом горных пород происходит нестационарно, то есть охлаждение (нагревание) породного массива распространяется на все новые слои горных пород при непрерывном охлаждении (нагревании) слоев, которые были охвачены им ранее. Не остается постоянной и интенсивность охлаждения (нагревания) слоев данной зоны. Вокруг подземного сооружения образуется охлажденная (прогретая) зона, в пределах которой температура ниже (выше), чем за ее пределами. Размеры этой зоны зависят от разности температур неохлажденных пород и вентиляционной струи, времени охлаждения (нагревания) массива, теплофизических констант пород и размеров подземного сооружения. На участках охлажденной зоны происходит уменьшение внешнего диаметра обделки, которая в этом случае стремится к отрыву от окружающих пород, и на их контакте возникают растягивающие напряжения. Если суммарная деформация больше предельной растяжимости бетона или породы, происходит отделение обделки от породы, и обделка работает отдельно от массива. При нагревании происходит увеличение внешнего размера обделки, она стремится прижаться к породному массиву и поэтому всегда работает с ним совместно, даже если сцепления между ними не было. Закономерности распределения температур в несущих конструкциях подземных сооружений и породном массиве позволяют прогнозировать термонапряженное состояние выработок с различными схемами работы системы «обделка — породный массив».

Основное влияние на показатели влажности в подземном сооружении оказывает миграция подземных вод через его несущие конструкции. Однако в подземной многофазной системе «газ — вода — порода» мигрирующие вещества подвергаются разнообразным превращениям. Поэтому влага в подземное сооружение может поступать тремя различными путями:

1) фильтрацией непосредственно подземных вод;
2) миграцией воды и пара;
3) миграцией пара.

Интенсивные тепловлажностные воздействия окружающей среды и нестационарность процессов переноса тепла и влаги в бетонных обделках вызывают их значительные потоки и одновременно появление в несущих конструкциях подземных сооружений градиентов температуры и влажности. Это способствует возникновению структурных деформаций, снижению прочностных характеристик и долговечности бетонных обделок. Фазовые переходы влаги, сопровождающие тепломассоперенос в обделках, также способствуют деструктивным процессам в несущих конструкциях сооружений.

Основными характеристиками, дающими возможность управлять фильтрационно-деформационными процессами за счет снижения поступления влаги через породный массив в подземное сооружение до минимального уровня, являются:

- коэффициент массопроводности массива горных пород;
- коэффициент массопроводности гидроизоляции;
- коэффициент теплопроводности теплоизоляции;
- начальная естественная влажность массива;
- скорость движения вентиляционного воздуха;
- влагосодержание воздушной струи в выработке.

Вариациями этих параметров можно добиться ситуации, когда транспорт влаги будет осуществляться только в виде пара и произойдет образование зоны иссушения пород в массиве на контакте с подземным сооружением.

Выявление в массиве горных пород зоны иссушения способствует возможности управления фильтрационно-деформационными процессами в подземном строительстве и обеспечению экологической надежности.

15.4. РЕГУЛИРОВАНИЕ ДОПУСТИМЫХ НАПОРОВ ВОДЫ В ВОДОНОСНЫХ ГОРИЗОНТАХ С ЦЕЛЬЮ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ВНЕЗАПНЫХ ПРОРЫВОВ ВОДНЫХ МАСС В ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Для осуществления правильного выбора мероприятия инженерной защиты подземного объекта от прорыва водных масс через водопроводящие трещины в окружающем массиве в первую очередь необходимо определить избыточный напор $H_{пр}$, м, приводящий к образованию прорыва. Для этого воспользуемся условием предельного равновесия

$$H_{пр} = \frac{m}{\gamma_в}\left(\gamma_в + \frac{2C}{b - \xi\, m\, \mathrm{tg}\,\rho}\right) \approx \frac{im}{\gamma_в}\left(\gamma_п + \frac{2\,\tau_с}{b}\right),$$

где m — мощность пласта, м; $\gamma_в$ — удельный вес воды, Н/м^3; C — сцепление, МПа; b — ширина выработки, м; ξ — коэффициент бокового давления; ρ — угол трения, градус; i — число слоев; $\gamma_п = \rho_п g$ — удельный вес пород водоупорного слоя, Н/м^3; $\rho_п$ — плотность пород, кг/м^3; $\tau_с$ — общее сопротивление сдвигу, Н/м^2.

Приняв среднюю толщину слоя $m = 5$ м; $\gamma_в = 1 \cdot 10^4$ Н/м^3; $\gamma_п = 0{,}14 \cdot 10^4$ Н/м^3; $\tau_с = 1{,}47 \cdot 10^4$ Н/м^2; $b = 5{,}5$ м и рассмотрев случай прорыва воды через 1, 2 ... 5 пластов породы, получим напор при прорыве $H_{пр} = 0{,}2$ МПа через один пласт и $H_{пр} = 0{,}4$; 0,6; 0,8; 1 МПа соответственно в зависимости от количества пластов. Определенный избыточный напор позволяет найти интенсивность фильтрации Q, м^3/с (избыточный приток воды) через макротрещины массива горных пород, вызывающую затопление выработок.

$$Q = \frac{2\pi L H_{пр}}{\frac{1}{K_ф} \ln \frac{2x}{r_{св} + d} + \frac{1}{K_б} \ln \frac{r_{св} + d}{r_{св}}},$$

где L — длина участка выработки, $L = 1$ м; $K_ф$ — коэффициент фильтрации пород, м/с; x — расстояние от границы области питания до оси выработки, $x = 15$ м; $r_{св}$ — радиус выработки в свету, м; d — толщина крепи, м; $K_б$ — коэффициент фильтрации через бетонную крепь выработки, м/с.

Графически зависимости интенсивности фильтрации через макро- и микротрещины от напора подземных вод представлены на рис. 15.8, 15.9. Как видно на графиках, между напором подземных вод и размерами трещин существует корреляционная зависимость, поэтому представляет интерес вскрытие закономерностей между напором водных масс и раскрытием трещин породного массива, нарушенного горно-строительными работами.

Согласно закону Дарси, между средней скоростью фильтрации $v_ф$, м/с, и градиентом напора H существует линейная связь:

$$v_ф = \frac{K_{пр}\gamma_в}{\mu} \operatorname{grad} H,$$

$$\operatorname{grad} H = \frac{\mu v_ф}{K_{пр}\gamma_в},$$

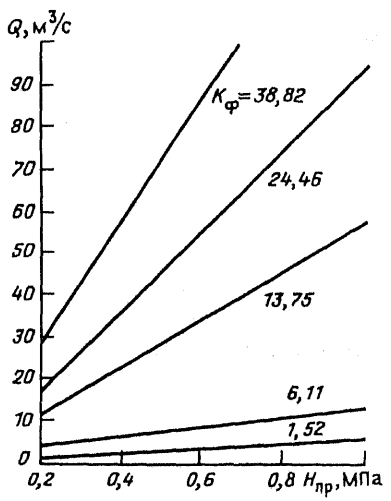


Рис. 15.8. Зависимости между интенсивностью фильтрации Q через макротрещины и напором подземных вод $H_{пр}$ при разных коэффициентах фильтрации пород $K_ф$

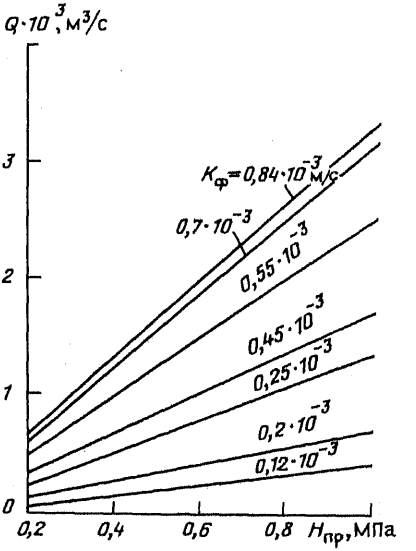


Рис. 15.9. Зависимости интенсивности фильтрации Q через микротрещины от величины напора подземных вод $H_{пр}$ при разных коэффициентах фильтрации пород $K_ф$

где $K_{пр}$ — коэффициент проницаемости, м^2; μ — динамическая вязкость воды, Н · с/м^2.

С учетом известного выражения для коэффициента проницаемости $K_ф = \frac{K_{пр}\gamma_в}{\mu}$, зависящего от коэффициента трещиноватости m_1 и раскрытия трещин δ, м, градиент напора определится следующим соотношением:

$$\text{grad } H = \frac{\mu v_ф}{0{,}043\, m_1^{2{,}1}\, \delta^2 \gamma_в}.$$

Анализ полученных зависимостей градиента напора при фильтрации через микро- и макротрещины породного массива, вмещающего подземный объект, показывает резкое падение градиента напора с увеличением раскрытия макротрещин. Падение градиента напора при фильтрации по микротрещинам имеет более плавный характер, что объясняется тем, что при движении подземных вод по зоне локальной трещиноватости усиление напора вод приводит к увеличению уже имеющихся тонких трещин и к стабилизации процесса фильтрации за счет закупорки мелких трещин продуктами разрушения породы.

При усилении интенсивности фильтрации через макротрещины резкое падение напора подземных вод, несмотря на увеличение раскрытия трещин, можно объяснить тем, что в начальный период времени интенсивный приток напорных подземных вод и частиц породы усугубляют зияющие трещины. Обладая сильным абразивным действием, частицы породы быстро увеличивают раскрытие водопроводящего канала, и при его определенной величине процесс выноса частиц породы сокращается, движение воды по водопроводящему каналу осуществляется в форме свободного истечения жидкости, в результате чего наблюдается снижение напора. Наличие подобных градиентов напора может привести к образованию в массиве горных пород, окружающих подземное сооружение, явлений плывунности и псевдоплывунности.

Следовательно, задача надежной инженерной защиты подземных объектов от прорыва водных масс и продуктов разрушения породы должна сводиться к изысканию методов воздействия на породный массив по зональному признаку, то есть необходимо различать участки массива, где управление может сводиться к воздействию на процессы тепломассообмена (зона локальной трещиноватости), и участки, где требуется разработка противофильтрационных завес с параметрами, позволяющими предотвратить прорыв воды в подземный объект.

Не только структура пород, вмещающих подземный объект, но и тип самой выработки обусловливают назначения той или иной меры инженерной защиты от прорывов водных масс.

Изменение напора воды $H_{пр}$ при движении ее по трещинам различных пород, вмещающих *подготовительные выработки*, определяют по уравнению

$$H_{пр} = H_0 + \gamma\left[\frac{Q}{4\pi m K_ф}\left(2\ln\frac{4M}{r_{вч}} - \ln\frac{4M}{R}\right)\right],$$

где H_0 — начальный напор воды в пласте, м; γ — параметр притока воды; Q — приток воды в выработку, м^3/с; m — мощность пласта, м; $K_ф$ — коэффициент фильтрации породы, м/с; M — мощность пород междупластья, м; $r_{вч}$ — радиус выработки вчерне, м; R — радиус области питания, м.

Следовательно, уравнение притока подземных вод в подготовительную выработку запишется следующим образом:

$$Q = \frac{2\pi K_ф (H_{пр} - H_0) M}{\gamma\left(\frac{m}{M}\ln\frac{4M}{r_{вч}} - \ln 2\right)}, \qquad (15.1)$$

где член $\frac{H_{пр} - H_0}{\gamma}$ определяет разность пьезометрических напоров для двух точек поля, а параметр притока воды $\gamma = \frac{Q}{\pi M m_t}$ зависит от коэффициента трещиноватости пород m_t.

В качестве примера рассматривались следующие условия: $r_{вч} = 5{,}5$ м; $\frac{H_{пр} - H_0}{\gamma} = 5$ м; $K_ф = 2 \cdot 10^{-3}$ м/с; мощность пласта варьировалась в пределах от 1 до 5 м; мощность пород междупластья — от 10 до 80 м. Полученные результаты отражены на рис. 15.10, 15.11.

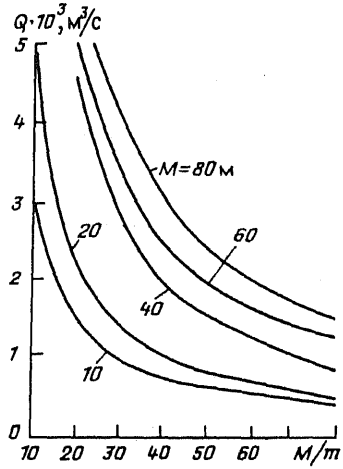


Рис. 15.10. Зависимость притока воды в подготовительную выработку Q от отношения M/m при разной мощности пород междупластья M

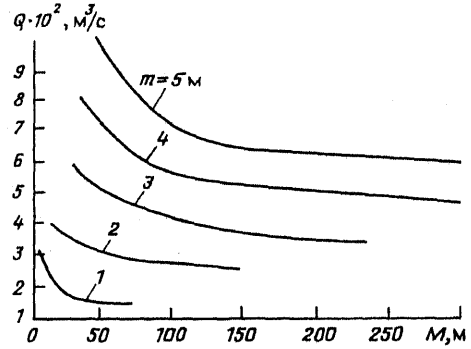


Рис. 15.11. Зависимость притока воды в подготовительную выработку Q от мощности пород междупластья M при разной мощности пластов m

Так как параметры *очистной выработки* коренным образом отличаются от подготовительной, то приток воды в нее в зависимости от величины вскрытия пласта и полной мощности массива определяли согласно СНиП II–94–80 «Подземные горные выработки» при соблюдении следующих условий:

$$r_{вч} = \sqrt{\frac{dm}{\pi}}, \quad X = M + m = \frac{M}{m} + 1;$$

$$Q = \frac{2\pi K_ф H_{пр} M}{\ln 2\left(\frac{M}{m} + 1\right) - \ln \frac{M}{\sqrt{dm/\pi}}}, \qquad (15.2)$$

где d — диаметр выработки, м.

Мощность пласта также варьировалась в пределах от 1 до 5 м, а мощность пород междупластья — от 10 до 80 м. Подобные размеры были выбраны на основании реальных параметров подработки массива при проведении очистных выработок. Полученные результаты отражены на рис. 15.12, 15.13.

Как видно на графиках, с увеличением глубины разработок кривая притоков имеет тенденцию к падению, причем для выработок подготовительного типа при небольшой глубине ведения работ уменьшение притоков происходит по параболической кривой, приобретая линейный характер, начиная с $M = 50$ м для $m = 1$ м и до $M = 100$ м для $m = 5$ м.

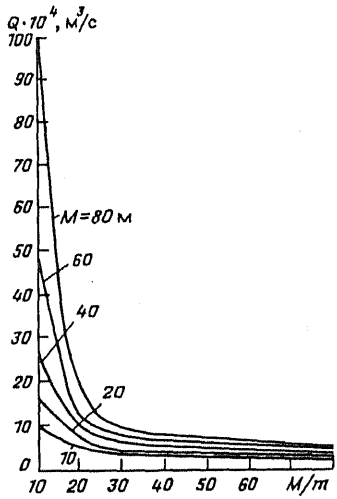


Рис. 15.12. Зависимость притока воды в очистную выработку Q от отношения M/m при разной мощности пород междупластья M

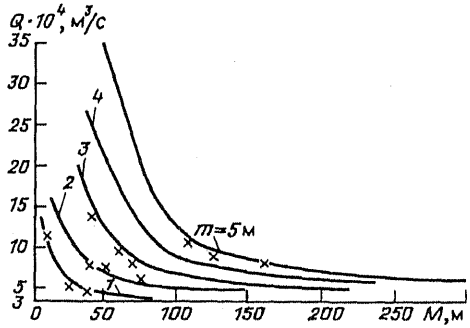


Рис. 15.13. Зависимость притока воды в очистную выработку Q от мощности пород междупластья M при разной мощности пластов m

Таблица 15.2

Характеристика водоносных горизонтов, расположение и слагающие породы	Изменение напора в водоносных горизонтах	Результат изменения напора
Подготовительные выработки		
Пески в подошве подземного объекта	Напоры снижают до минимальных отметок почвы выработок	Исключают подпитку залегающих в кровле выработки песков водами водоносного горизонта, расположенного в подошве выработки, и устраняют угрозу прорывов воды из-за нарушений водоупоров при устройстве дренажных канав, колодцев, подрывке вспученных глин
Горизонты в подошве подземного объекта, содержащие участки с выдержанными по простиранию водоупорными глинами мощностью, превышающей троекратную ширину выработки	Уровень напора снижают до отметки почвы первого залегающего в кровле сооружения слоя песка	Исключают случайную возможность подпитки водоносных горизонтов в кровле выработки напорной водой расположенных в подошве водоносных горизонтов
Пески в кровле выработки (к началу строительных работ)	Напоры снижают до 10 м	В случае прорыва первоначальный приток не превышает 12 м^3/ч
Очистные выработки		
Почва выработки	Напор снижают до уровня наименьших отметок на осушаемой (отрабатываемой) площади	Исключают возможность подпитки расположенных в кровле сооружения песков через имеющиеся места их гидравлической связи с песками, расположенными в почве, и устраняют опасность прорыва воды в результате изменчивости геологического строения и свойств водоупорных слоев
Глины мощностью более 10 м в почве выработки	Допускается напор воды в водоносном горизонте, расположенном в подошве выработки, выше почвы выработки, но не менее минимальных отметок залегания песков, расположенных выше кровли выработок	Исключают подпитку напорными водами дренируемых песков, расположенных над выработкой. При внезапном прорыве притоки в очистной забой не превышают допустимых пределов (до 5 м^3/ч)
Горизонты, расположенные выше кровли выработки к моменту их подработки:		При прорывах воды ее приток в очистной забой не превышает допустимых пределов
• обводненные породы зоны обрушения	Напор понижают до 0,5 м мощности обводненной части песков	

Окончание табл. 15.2

Характеристика водоносных горизонтов, расположение и слагающие породы	Изменение напора в водоносных горизонтах	Результат изменения напора
• в пределах зоны вероятного образования водопроводящих трещин	Напор снижают до 1 м мощности обводненной части водоносного горизонта	
• в водоупорных слоях выше зоны водопроводящих трещин	Напоры оставляют более 1 м	

Изменения Q (M) для очистных выработок также носят параболический характер. При этом в зависимости от мощности пласта m изменение притока приобретает линейный характер, начиная с $M = 20$ м при $m = 1$ м и до $M = 150$ м при $m = 5$ м. Это подтверждает положение Правил безопасности в угольных и сланцевых шахтах (раздел «Предотвращение затоплений действующих выработок») о формировании зоны безопасных очистных работ на расстоянии, равном или больше 40 m до затопленного пласта.

Кроме того, анализ зависимостей, отраженных на рис. 15.10, 15.13, позволяет проследить влияние величины вынимаемой мощности пласта на степень изменения водопритока: чем больше m, тем меньше интенсивность уменьшения водопритока с глубиной.

Вероятно, этот факт объясняется тем, что чем больший объем массива нарушен горно-строительными работами, тем сильнее трещинообразование и тем большее количество воды задерживается в образовавшихся пустотах и трещинах.

Сравнение полученных зависимостей для подготовительных и очистных выработок указывает на резкое изменение интенсивности притоков в подготовительные выработки в зависимости от мощности вынимаемого пласта и плавное снижение их с глубиной. Вероятно, это объясняется тем, что величина притока зависит от протяженности выработки, в соответствии с чем концентрация притоков происходит либо на меньших (подготовительные выработки), либо на бóльших (очистные) площадях.

Учет подобных закономерностей позволяет рационально подходить к антифильтрационным мероприятиям. Так, при небольших глубинах, когда значения водопритоков велики, необходимо применять системы водопонижения насосами или антифильтрационные завесы. С увеличением глубины разработок и уменьшением водопритоков в выработку возможно управление кольматационными процессами и использование эффектов массопереноса (в том числе изменение параметров и эволюции зоны иссушения вокруг выработки).

В практике подземного строительства допустимые напоры в водоносных горизонтах рассматриваются, как правило, относительно конкретного вида выполняемых горно-строительных работ и каждого водоносного горизонта, залегающего либо в кровле, либо в почве выработок. Более подробно это положение отражено в табл. 15.2, полученной нами

на основании анализа ряда литературных источников. Данные таблицы показывают пути регулирования напоров подземных вод, при условии обеспечения нормального ведения очистных работ механизированными комплексами и предотвращения возможности внезапного прорыва водных масс в подземный объект.

Однако в случаях, когда в водоносных горизонтах, находящихся выше кровли выработки, к моменту их подработки остаточный напор воды достигает значительных величин, составляя около 1 м в пределах зоны вероятного образования водопроводящих трещин и более 1 м в горизонтах, расположенных выше зоны водопроводящих трещин в водоупорных слоях, допустимый напор воды $H_{доп}$, м, в подрабатываемом горизонте с учетом защитных свойств водоупоров определяется эмпирической зависимостью

$$H_{доп} = \frac{\sum m_{гл}}{m \sqrt[3]{K_ф}}, \qquad (15.3)$$

где $\Sigma m_{гл}$ — суммарная мощность пластов глин под подрабатываемым водоносным горизонтом, м; m — вынимаемая мощность пласта, м.

Граничными условиями для формулы (15.3) являются:

1) $\sum m_{гл} \geqslant 5m$;

2) мощность одного из пластов глин в зоне обрушения должна быть не менее $2m$.

Если принять обозначение $m^* = \frac{m_{гл}}{m}$, то граничные условия могут быть записаны следующим образом:

1) при $3 < m^* < 5$ $H_{доп} = 1$ м;

2) при $m^* < 3$ $H_{доп} = 0{,}5$ м.

В этих условиях защитные свойства водоупорных слоев оцениваются как ненадежные, поэтому допустимые напоры в подрабатываемых водоносных горизонтах определяются из расчета минимальных притоков в очистные выработки. Формула (15.3) может рассматриваться как дополнение к выведенной нами закономерности изменения напора воды и водопритока в подземное сооружение в зависимости от мощности пласта и пород междупластья, позволяя при этом учитывать защитные свойства водоупоров.

Тогда, используя выведенные нами выражения для притоков воды в подготовительную (15.1) и очистную (15.2) выработки и подставляя в них формулу (15.3), получим:

- *для выработок подготовительного типа:*

$$Q = \frac{2\pi K_ф M \dfrac{\sum m_{гл}}{m} \sqrt[3]{K_ф}}{\gamma \left(\dfrac{M}{m} \ln \dfrac{4M}{r_{вч}} - \ln 2 \right)};$$

• *для выработок очистного типа:*

$$Q = \frac{2\pi K_ф M \dfrac{\sum m_{гл}}{m} \sqrt[3]{K_ф}}{\ln 2\left(\dfrac{M}{m} + 1 - \ln \dfrac{M}{\sqrt{dm/\pi}}\right)}.$$

Полученные выражения учитывают изменение интенсивности притока в подрабатывающую выработку в зависимости от мощности водоупорных пород. Это в комбинации с вариациями мощности пород междупластья и вынимаемой мощности пласта позволяет эффективно управлять гидрогеомеханическими процессами при техногенном воздействии на массив горных пород. Подобная мера инженерной защиты от прорывов воды в подземный объект является наиболее целесообразной и экономичной, так как основывается на совместной работе элементов системы «подземные воды — массив горных пород — подземное сооружение — технология».

15.5. ТЕХНИЧЕСКАЯ МЕЛИОРАЦИЯ КАК СРЕДСТВО ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ОТ ПРОРЫВОВ И ЗАГРЯЗНЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Техническая мелиорация является одним из наиболее известных и широко применяемых в подземном строительстве средств инженерной защиты подземных объектов от прорывов подземных вод и предотвращения загрязнения водного бассейна. Практика расположения большинства подземных объектов города в несвязных породах сводит техническую мелиорацию к инъекционному химическому воздействию на грунты силикатными и органическими растворами. Технический эффект от применения мелиорации рассматривают, как правило, с позиций полученной прочности укрепленных пород. Между тем химическая стойкость, экологическая надежность и долговечность инъекционных завес самым тесным образом связаны с их водонепроницаемостью. Поэтому закономерности формирования водонепроницаемости укрепленных пород являются ключевыми в обосновании мероприятия инженерной защиты. Критерием надежности укрепленного массива горных пород является такая его водонепроницаемость, при которой движение вод в подземное сооружение осуществляется только за счет тепломассопереноса. Подобное возможно при падении коэффициента фильтрации укрепленного породного массива ниже $0{,}8 \cdot 10^{-5}$ м/сут.

Водонепроницаемость укрепленных горных пород определяется рядом факторов.

1. Концентрация раствора. Водонепроницаемость укрепленного массива ухудшается по мере удаления от инъектора и на некотором расстоянии от него достигает исходного коэффициента фильтрации неукрепленной горной породы. Эта закономерность, представленная для некоторых укрепляющих составов в табл. 15.3, связана с изменением характера структурообразования укрепляемой горной породы за счет «от-

Таблица 15.3

Укрепляющее средство	Коэффициент фильтрации неукрепленного песка $K_ф$, м/сут	Водонепроницаемость укрепляемых образцов $K_ф \cdot 10^3$, м/сут, при радиусе распространения укрепляющего раствора R_i, м					
		0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2
Карбамидный состав на основе смолы УКС + 8% щавелевой кислоты	13	2,6	2,95	3,15	3,9	4,52	8
Растворимое стекло с $\rho_{р.с}$ = = 1,15 г/см^3 + 40% раствора алюмината натрия	11	7	7,02	7,05	7,25	7,32	8,5
Растворимое стекло с $\rho_{р.с}$ = = 1,28 г/см^3 + 20% формальдегида	32,8	43	43,5	44	44,8	46	70

цеживания» полимерных цепей и снижения концентрации раствора. Высокое качество химического укрепления возможно до определенного снижения концентрации раствора в массиве горных пород, которое происходит по длине фильтрации на расстоянии 0,7—0,9 м от инъектора (рис. 15.14).

2. Показатели пористости укрепляемой породы. Водопроницаемость горных пород определяется поровой структурой материала и внутренней удельной поверхностью пор тампонируемой породы. Пористость укрепляемой породы в свою очередь определяется усадкой инъекционного средства при твердении U или его способностью расслаиваться при осаждении. Поэтому между коэффициентом фильтрации укрепленной породы и усадкой средств существует зависимость, отраженная на

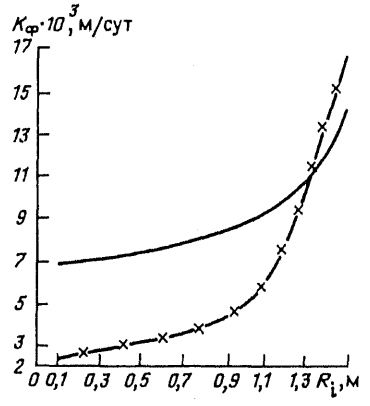


Рис. 15.14. Изменение водонепроницаемости укрепляемых песков $K_ф$ в зависимости от радиуса распространения раствора R_i при применении разных укрепляющих составов

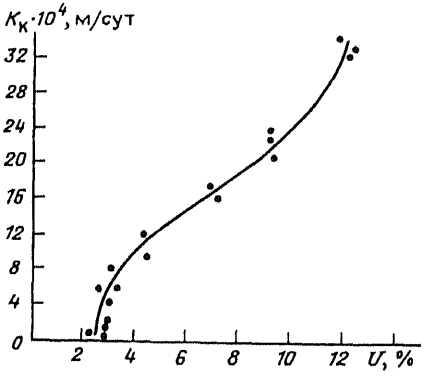


Рис. 15.15. Зависимость между коэффициентом фильтрации укрепленной породы $K_к$ и усадкой тампонажного средства U

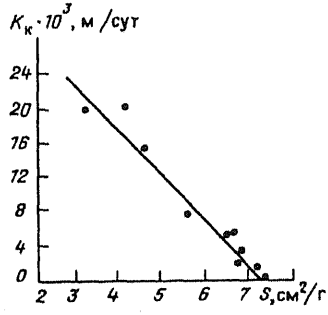


Рис. 15.16. Зависимость между удельной поверхностью пор s укрепляемой породы и коэффициентом фильтрации укрепленных пород $K_к$

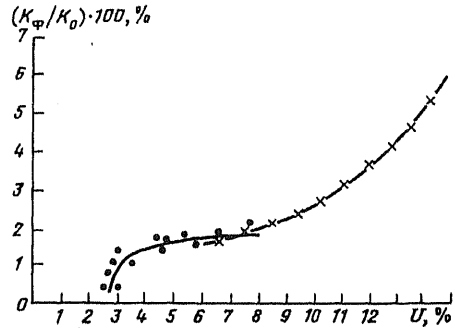


Рис. 15.17. Зависимость степени водонепроницаемости укрепленных пород $K_ф/K_0$ от степени усадки инъекционного средства U

рис. 15.15. Как видно на графике, при $U = 6 \div 7$ % кривая меняет свой характер, приближаясь к уровню исходного коэффициента фильтрации неукрепленной горной породы $K_ф$.

Линейная зависимость (рис. 15.16) между удельной поверхностью пор укрепляемой породы s и коэффициентом фильтрации укрепленных пород $K_к$ отражает масштабный эффект: чем больше s, тем меньше отдельные поры и каналы в диаметре и незначительнее усадки тампонажного средства, благодаря которой укрепляемый массив быстро делается практически водонепроницаемым.

Таким образом, существует корреляционная зависимость между коэффициентом фильтрации укрепленных горных пород $K_к$ или степенью водонепроницаемости $K_ф/K_0$, где K_0 — исходный коэффициент фильтрации пород до начала работ (рис. 15.17), и степенью усадки инъекционного средства U и внутренней поверхностью s пор и каналов укрепляемого грунта. В связи с разным характером структурообразования эта зависимость описывается двумя разными эмпирическими формулами:

1) для составов с $U < 6–7$ %:

$$K_к = 2{,}03 \cdot 10^{-3} K_ф \left(1 - \frac{0{,}48}{U} - 0{,}087\, s\right)^2;$$

2) для составов с $U > 6–7$ %:

$$K_к = K_ф \cdot 10^{-4} \left[\frac{1}{1{,}74 - 0.98\, U} - 0{,}39\, s + 3{,}2\right]^2,$$

где $K_к$, $K_ф$ — коэффициенты фильтрации соответственно укрепленной и неукрепленной горной породы, м/сут; U — усадка тампонажного средства, %; s — внутренняя удельная поверхность пор укрепляемого грунта, м^2/м^3.

Высокая степень фильтрационной надежности (при движении влаги в несущих конструкциях за счет процессов тепломассопереноса) достигается при $U = 0{,}8 \div 1{,}2$ % для несвязных пород с $K_ф > 4$ м/сут. При $K_ф < 4$ м/сут позволительно применять укрепляющие составы с $U = 1{,}2 \div 5$ % благодаря высокой плотности и незначительной по объему и размерам пористости пород. При проектировании и производстве работ это обеспечивает высокое качество тампонажа химическими растворами.

Следовательно, в зависимости от усадки инъекционные средства можно подразделить на:

- применяемые для укрепления слабопроницаемых пород (с усадкой 0,8–1,2 %);
- применяемые для сравнительно плотных пород (с усадкой 1,2–5%);
- безусадочные или с минимальной усадкой ($U < 1$%).

Таким образом, открывается перспектива для более рационального подхода к инженерной защите при освоении подземного пространства городов, позволяющего наиболее эффективно и полно учитывать сложную взаимосвязь всех природных компонентов окружающей среды.

ГЛАВА 16
ОХРАНА АТМОСФЕРЫ

16.1. ЗАГРЯЗНЕНИЕ ВОЗДУШНОЙ СРЕДЫ ПРИ ШАХТНОМ И ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Загрязнение воздуха газами при ведении горно-строительных работ в значительной степени обусловлено применением взрывного способа проходки. При взрывных работах ежегодно в атмосферу выделяется около 8 млн т газов. Мощным загрязнителем атмосферы является также дизельная техника. На подземных работах, где автотранспорт действует в стесненных условиях, обостряется проблема локальной борьбы с выхлопными газами, поэтому в настоящее время решение этой проблемы сводится к улучшению схем вентиляции и замене дизельных машин электрическими и электрогидравлическими. Интенсивность выделения газов из отвалов, где они образуются в основном в результате окислительных процессов, довольно высока. Так, из горящих терриконов Львовско-Волынского угольного бассейна с 1 м^2 площади в сутки выделяется 10,8 кг диоксида углерода, 6,5 кг сернистого газа, 0,6 кг сероводорода и оксидов азота.

Вынос в атмосферу мельчайших минеральных частиц — пыли в свободном состоянии и в виде аэрозолей — как вид загрязнения воздуха характеризуется тем, что минеральные частицы загрязняют воздушное пространство главным образом вблизи предприятий на непродолжительное время. Наиболее обильное пылеобразование происходит при строительстве подземных сооружений *открытым способом*. Например, на строительстве открытым способом в Нью-Мексико (США) проблемы, связанные с сухим и жарким, резко континентальным климатом штата,

усугубляются загрязнением атмосферы пылью с грунтовых дорог — подъездных путей к подземному объекту. В последние годы эта проблема была решена нанесением на полотно дорог укрепляющего грунт вещества — кохерекса, которое представляет собой концентрированную эмульсию нефтяных компонентов и смол на холодной воде. В России для подобных целей применяют эмульсию, составленную на основе отходов целлюлозно-бумажной промышленности, имеющую хорошие антифризные свойства. При пропитке ею щебеночных дорог до санитарных норм снижается запыленность воздуха и на 80—85 % интенсивность выделения пыли.

На *подземных объектах* на рабочих местах пыль эффективно подавляется оросителями, а бóльшая ее часть осаждается при движении воздуха на элементах крепи горизонтальных выработок, на стенах и арматуре вентиляционных стволов. Интересный подход к пылеподавлению практикуется в Германии. Для связывания пыли, находящейся в атмосфере подземного сооружения, на стенки горных выработок наносят клееобразные пасты, представляющие собой водный раствор хлористого магния (или натрия) в сочетании с гидроксидом магния и сульфатом кальция.

Образование пыли при строительстве подземных объектов опасно еще и тем, что вместе с ней в атмосферу, а затем в почву и местные водоемы выносится огромное количество тяжелых металлов. К особому виду загрязнителей относятся радиоактивные вещества, поступающие в атмосферу практически непрерывно при газопылевых выбросах некоторых производств и в аварийных случаях. Радиоактивные вещества находятся в стратосфере 3—9 лет, тропосфере — несколько месяцев, а затем возвращаются на Землю в основном с атмосферными осадками.

Нарушение недр горно-строительными работами и загрязнение атмосферы приводит к изменению состояния гидросферы, почвенного слоя Земли. Поэтому проблему предотвращения загрязнений атмосферы наиболее целесообразно решать на нижней ступени производства, т.е. непосредственно в среде, окружающей горнорабочих в конкретных условиях каждого объекта: от обеспечения работникам безопасных и комфортных условий труда до принятия таких мер инженерной защиты атмосферы, которые снижали бы до минимума ущерб, наносимый природной среде в целом.

16.2. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ВЫБОРА МЕРОПРИЯТИЯ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ АТМОСФЕРЫ

Принципы выбора мероприятия инженерной защиты атмосферы базируются на следующих основных положениях.

1. Совершенствование существующих, разработка и внедрение новых технологических процессов, исключающих выделение различных опасных веществ.

2. Улучшение состава различных видов топлива, создание новых и совершенствование существующих аппаратов и приборов, а также зна-

чительное уменьшение или полное устранение различных выбросов в атмосферу путем повсеместного использования очистных сооружений и создания безотходных и малоотходных технологических процессов.

3. Предотвращение загрязнения атмосферы путем размещения источников загрязнителей воздуха на основе научно обоснованного учета географических особенностей местности (рельеф, преобладающее направление ветра, его сила, характер и распределение осадков и т.п.).

4. Значительное расширение и рациональное размещение зеленых насаждений в городах и промышленных центрах, а также устройство в них санитарно-защитных зон. Ширина зеленых защитных зон в зависимости от выброса колеблется от 50 до 100 м и засаживается растениями, устойчивыми к вредным веществам. Предприятия следует располагать с подветренной стороны жилых массивов.

5. Установление опасных сфер влияния источников загрязнения около действующих горно-строительных предприятий и только потом компоновка населенных районов и промышленных производств. Параметры сфер влияния источников загрязнения атмосферы выбирают исходя из экстремальных условий (например, наиболее неблагоприятной метеорологической обстановки).

Перечисленные принципы закладываются в процесс выбора мероприятия инженерной защиты в зависимости от конкретных условий. Последние, в свою очередь, подразделяются на:

I. *Мероприятия общего характера*, способствующие улучшению состояния воздушного бассейна в районе подземных строительных работ. В эту группу включены:

1) территориально-планировочные мероприятия, предусматривающие размещение объектов горно-строительного производства — источников пылегазовыделений с учетом природно-климатических условий местности, а также планомерность восстановления земель;

2) мероприятия по уменьшению площадей эродируемых техногенных поверхностей посредством оптимизации параметров техногенных образований: открытых горных выработок, отвалов, складов и т.п.;

3) рекультивация нарушенных земель, обеспечивающая предотвращение ветровой эрозии;

4) утилизация отходов горно-строительного производства, комплексное использование минеральных ресурсов, способствующее уменьшению как площадей эродируемых поверхностей, так и объемов пылегазовыделений.

II. *Специальные мероприятия*, непосредственно направленные на предотвращение загрязнений атмосферного воздуха (табл. 16.1). Группа включает мероприятия:

1) способствующие улучшению качества воздуха непосредственно в зоне горно-строительных работ путем предотвращения или снижения пылегазовыделений различными объектами в технологической цепи производства;

2) предусматривающие улавливание, отвод и очистку пылегазовых выделений и выбросов;

Таблица 16.1

Источники загрязнения атмосферы	Методы борьбы
	Выделение газов
Интенсификация естественных процессов	В отдельных случаях — улавливание метана; усиленная вентиляция, нагнетательное проветривание
Взрывные работы	Применение пеновоздушных и воздушно-водяных завес в местах образования газов
Работающие дизели	Усиленная вентиляция участков, обслуживаемых дизельной техникой; очистка выхлопных газов и замена дизельного привода на электропривод; кондиционирование воздуха в кабинах горного и транспортного оборудования
Окислительные процессы в очистных забоях выработанных пространств	Применение пожаробезопасных систем разработки; изоляция выработанных пространств, создание инертной атмосферы, заполнение их закладкой и заиливание; отсыпка отвалов по схемам, исключающим самовозгорание пород; своевременная рекультивация нарушенных земель
Сброс неконденсирующих газов геотермальными станциями	Выброс газов в атмосферу на большой высоте, сепарация на центрифугах, искусственная поэтапная конденсация
	Выделение пыли и аэрозолей
Открытые горные работы	Подавление, связывание и улавливание пыли в процессе буровзрывных и погрузочно-транспортных работ (мокрое бурение, бурение с отсосом пыли, взрывание без развала породной массы, орошение водой и растворами, применение пен); нанесение на отвалы, борта карьеров и карьерные дороги эмульсионных и пленочных покрытий, орошение, биологическая рекультивация
Подземные горно-строительные работы	Подавление, связывание, улавливание пыли в процессе буровзрывных и погрузочно-транспортных работ (мокрое бурение, бурение с отсосом пыли, орошение, применение воздушно-водяных завес, заполнение призабойного пространства пеной, покрытие обделки клейкими пастами)
	Выделение газов и пыли
Горно-строительные предприятия, расположенные на земной поверхности	Применение биологических методов борьбы — использование древесно-кустарниковой растительности для поглощения сернистого газа, осаждение выбросов пыли, источниками которой являются забои карьеров, отвалы, транспортные пути и т.п. Наиболее эффективными растениями для пылеосаждения являются: клен ясенелистый, ива белая плакучая, тополь канадский, для газопоглощения — ива белая плакучая, сирень обыкновенная, клен остролистый

3) имеющие межотраслевой характер, например, обеспечивающие улучшение газового баланса отработанных взрывчатых веществ.

Важным мероприятием инженерной защиты от загрязнения атмосферы является учреждение санитарно-защитной зоны вокруг горно-строительного предприятия.

При этом санитарно-защитной зоной считается территория вокруг строящегося подземного объекта, расположенная между внешней границей санитарно-защитной зоны и границей горно-стро-

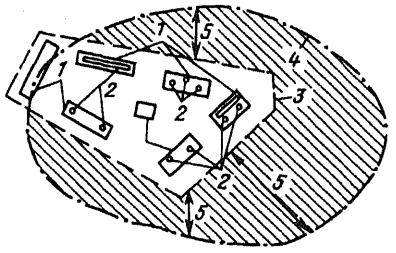


Рис. 16.1. Схема к определению санитарно-защитной зоны:
1 — промышленные здания; *2* — выбросы в атмосферу от точечных и линейных источников; *3* — граница горнопромышленной площадки; *4* — внешняя граница санитарно-защитной зоны; *5* — ширина санитарно-защитной зоны

ительной площадки (рис. 16.1, заштрихованная площадь), или территория вокруг горно-строительного предприятия (его части), ограниченная промышленной площадкой, если внешняя граница санитарно-защитной зоны располагается в пределах площадки.

В первом случае необходимо добиться рассеивания выбросов от уровня ПДК для горно-строительной площадки до уровня ПДК для селитебной зоны на расстоянии от границы площадки до внешней границы санитарно-защитной зоны. Это расстояние характеризует ширину санитарно-защитной зоны.

Во втором случае рассеивание выбросов до уровня ПДК для селитебной зоны обеспечивают в пределах горно-строительной площадки, а необходимость в санитарно-защитной зоне отпадает. Очевидно, что оптимальным решением как с экологической, так и с экономической точек зрения для горно-строительных предприятий, особенно расположенных в жилом массиве, является второй случай.

Расчеты размеров и конфигурации санитарно-защитных зон производятся в соответствии с отраслевыми нормами, предназначенными только для высоких источников выбросов. По этой методике расстояние от источника загрязнения до границы санитарно-защитной зоны $L_{с.з}$, м, уточняется в зависимости от розы ветров в районе расположения объекта подземного строительства

$$L_{с.з} = L_{с.з.о}\frac{p}{p_0},$$

где $L_{с.з.о}$ — расчетное расстояние от источника загрязнения до границы санитарно-защитной зоны без учета розы ветров, м; p — среднегодовая повторяемость направлений ветра рассматриваемого румба, %; p_0 — повторяемость направлений ветров одного румба при круговой розе ветров, %.

Так как при оценке размеров санитарно-защитных зон необходимо учитывать все источники, выбросы которых участвуют в загрязнении атмосферы приземного слоя на ее внешней границе, в том числе и выбросы от низкорасположенных источников, то расчеты следует вести с учетом специфики распространения вредных веществ от каждого источника.

В связи с этим общая концентрация вредного вещества $c_{общ}$, мг/м^3, в каждой расчетной точке примыкающей к горно-строительной площадке территории можно определять по следующей формуле:

$$c_{общ} = \Sigma c_н + \Sigma c_в + c_ф,$$

где $\Sigma c_н$, $\Sigma c_в$ — суммарные концентрации вредного вещества, соответственно обусловленные выбросами от всех низко- и высокорасположенных источников, участвующими в загрязнении атмосферы при рассматриваемом направлении ветра, мг/м^3; $c_ф$ — фоновая концентрация этого же вредного вещества, мг/м^3.

На основе рассчитанных таким образом значений концентраций проводятся изоконы, из которых выбирается изокона с концентрацией, равной ПДК. Ее положение будет соответствовать внешней границе санитарно-защитной зоны.

МЕРОПРИЯТИЯ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ АТМОСФЕРЫ ОТ ПЫЛИ И АЭРОЗОЛЕЙ

При выборе мероприятий инженерной защиты атмосферы подземного сооружения особое внимание уделяют эффективности пылеулавливания и коэффициенту очистки $\eta_{оч}$, %. Этот коэффициент определяется отношением количества уловленной пыли $J_у$ к количеству пыли, поступающей с газами на очистку, $J_в$:

$$\eta_{оч} = 100 \frac{J_у}{J_в}. \qquad (16.1)$$

С точки зрения охраны воздушного бассейна большее значение приобретает другой критерий — валовый выброс пыли $J_{вал}$, кг/ч:

$$J_{вал} = J_в - J_у,$$

или, используя формулу (16.1):

$$J_{вал} = J_в (1 - \eta_{оч}). \qquad (16.2)$$

Как следует из формулы (16.2), величина валового выброса зависит не только от коэффициента очистки, но и от пылевой нагрузки, которая в свою очередь определяется производительностью технологического агрегата.

Пылезадержание применяют при наличии в воздухе более 150 мг/м^3 пыли. Очистка воздуха от пыли бывает грубой, средней и тонкой. Вентиляционные и технологические выбросы очищают от взвешенных частиц с помощью пылеуловителей и фильтров. Действие пылеуловителей основано на осаждении частиц пыли под воздействием инерционных сил и сил тяжести, отделяющих пыль от воздушного потока при изменении скорости и направления его движения (в пылеосадочных камерах, в одиночных и батарейных циклонах, в инерционных и ротационных пылеуловителях-ротоклонах).

Фильтрация. В фильтрах запыленный воздух проходит сквозь сетчатые материалы (матерчатые или бумажные), насыпные слои зернистого материала; электрическое поле, ионизирующее и осаждающее мелкодисперсную пыль; через ультразвуковое поле тонкой очистки, коагулирую-

щее мельчайшие частички пыли в более крупные, осаждаемые затем в общих пылеуловителях. При большой начальной запыленности используют многоступенчатые очистки. В качестве фильтрующих материалов применяют стекловату, гравий, кокс, металлическую стружку, пористую бумагу, фарфоровые полые кольца, тонкую сетку.

Показателем эффективности работы обеспыливающего устройства является коэффициент очистки воздуха $\eta_{оч}$, %, определяемый по формуле

$$\eta_{оч} = \frac{J_1 - J_2}{J_1} 100\%,$$

где J_1, J_2 — содержание пыли соответственно до и после очистки, мг/м^3.

Подземное строительство связано с ограничением рабочего пространства, поэтому до настоящего времени для пылеулавливания применяли лишь мокрые фильтрующие системы, отличающиеся небольшими габаритами. Однако мокрые фильтры обладают следующими существенными недостатками:

- не предотвращают поступления на вход в лаву всей суммарной концентрации мельчайшей пыли, которая собирается в шахтном воздухе на пути к месту разработки;
- содержание пыли в очищенном воздухе мокрых пылеуловителей может повышаться с ростом концентрации пыли в исходном воздухе;
- мокрые высокопроизводительные пылеуловители с уровнем очистки 99,95% задерживают частицы размерами $\geqslant 1$ мкм и более. Однако именно частицы размером порядка 0,3 мкм являются наиболее опасными для дыхательных путей человека;

В свою очередь воздушные фильтры обладают следующими достоинствами, позволяющими находить им широкое применение в подземном строительстве:

- широкие возможности варьирования компоновки фильтров с минимальными габаритами позволяют использовать их на весьма малых пространствах;
- отсутствие зависимости между исходной и «остаточной» концентрациями пыли в воздухе. Независимо от уровня содержания пыли в исходном воздухе и ее гранулометрического состава в пределах спектра рассеивания, очистка воздуха в подземных помещениях может быть обеспечена до уровня остаточной концентрации пыли в пределах 0,2—0,3 мг/м;
- гранулометрический состав частиц в очищенном воздухе после воздушных фильтров показывает, что при уровне очистки 99,99% минимальный размер задерживаемого зерна равен 0,05 мкм, то есть он меньше того предела частиц, начиная с которого задерживается пыль в легких.

Перечислим некоторые мероприятия инженерной защиты воздуха от пыли *при открытом способе* строительства подземных объектов.

Для обеспыливания шарошечного бурения взрывных скважин используют различные пылеулавливающие системы, воздушно-водяное пыле-

подавление, замену взрывного и вторичного дробления механическим дроблением с помощью падающего груза.

При других технологических процессах в целях гидрообеспыливания осуществляют орошение экскавируемой породы и дорог универсальными передвижными гидроустановками, а также горной массы при перегрузке из самосвалов в железнодорожные думпкары и на поверхностных пунктах перегрузки.

Для обеспыливания карьерных автомобильных дорог производят пропитку и поверхностную обработку покрытия дорог эмульсиями.

Механическая очистка воздуха от пыли. Наибольшее применение получили механические сухие пылеуловители циклонного типа. Отделение частиц пыли от газа в них происходит под действием центробежной силы от вращения газового потока (рис. 16.2). Поток газа завихряется под крышкой и идет вниз по цилиндрической части корпуса *1*. Взвешенная пыль отбрасывается к стенке и движется к бункеру *2*. Здесь поток газа теряет скорость и изменяет направление, а частицы пыли выпадают. Очищенный газ выходит через выходную трубу *3*. Чем крупнее пыль и интенсивнее вращение потока, тем эффективнее обеспыливание.

Малые по массе частицы пыли при сухой очистке в циклонах не отделяются от газа. Тогда к пылевому потоку добавляют жидкость, пыль прилипает к ней, становится тяжелее и отбрасывается.

Мокрые пылеуловители имеют ряд преимуществ по сравнению с электро- и рукавными фильтрами: малая стоимость, простота конструкции; улавливание частиц размерами до 0,1 мкм; очистка взрывоопасных и горячих газов и пыли; не требуют последующей очистки от

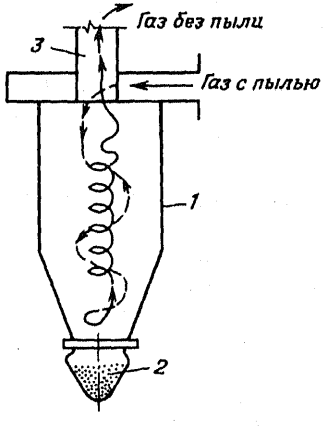


Рис. 16.2. Схема пылеуловителя циклонного типа

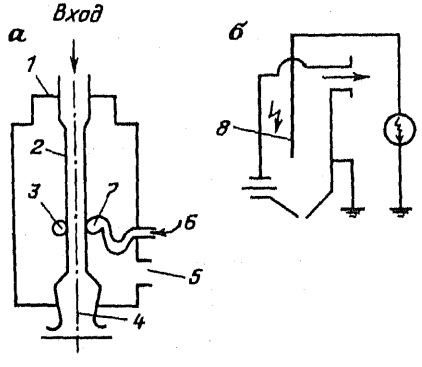


Рис. 16.3. Схема пылезадерживающих фильтров:
1 — корпус; *2* — пористая среда; *3* — рукав; *4* — пылесборник; *5* — выходной патрубок; *6* — сжатый воздух; *7* — кольцевое сопло; *8* — осадительный электрод

шлама, очистки сточной воды, борьбы со щелочной или кислотной коррозией при переработке некоторых газов; в значительной степени препятствуют рассеиванию через трубки отходящих увлажненных газов.

В полых или насадочных газопромывателях-циклонах газы проходят через завесу разбрызгиваемой жидкости. Частицы пыли захватываются каплями и стекают.

К мокрым пылеуловителям относятся барботеры, где газы в виде пузырьков проходят через слой жидкости и очищаются от частиц размером менее 5 мкм. Газ и жидкость образуют высокотурбулентную пену, улавливающую частицы размером менее 2 мкм в среде нейтральных газов с температурой до 100 °С, не дающих в процессе работы кристаллизующихся солей, способных забивать отверстия решеток или давать твердые отложения на поверхностях аппарата. Они рассчитаны на давление (разрежение) газа ±2 кН/м^2. Степень очистки зависит от свойств и размера пыли, ее удельного веса и смачиваемости. Так, частицы пыли диаметром до 20 мкм улавливаются на 93 %, диаметром 5 мкм — на 80%. Плотность газов с высокой начальной запыленностью для очистки пенным аппаратом должна быть не менее 0,6 кг/м^3; расход воды — 0,2–0,3 л/м^3.

К мокрым пылеуловителям относятся ударно-инерционные аппараты, в которых аэрозоли контактируют с жидкостью при ударе потока о ее поверхность с последующим пропусканием взвеси через отверстия разной формы. Наиболее распространенными являются ротоциклоны и скрубберы. Первые имеют изогнутые щелевые каналы с жидкостью внизу, которая подается для компенсации потерь при испарении и уносе со шламом. Мокрые центробежные скрубберы используют центробежную силу для улавливания частиц пыли и конструктивно делятся на аппараты с тангенциальным подводом газа и с вращением газового потока специальными направляющими лопатками.

Фильтры из пористых и волокнистых материалов (рис. 16.3, *а*) обеспечивают стабильное улавливание даже твердых и жидких субмикронных частиц при любых концентрациях, давлениях, высоких температурах и в агрессивных средах.

В зависимости от назначения и входной концентрации улавливаемой дисперсной фазы фильтры делятся на 3 класса:

1) промышленные регенерирующие — тканевые, зернистые, грубоволокнистые и др., для очистки выбросов с концентрацией выше 60 г/м^3;

2) регенерирующие и нерегенерирующие фильтры для очистки атмосферного воздуха приточной вентиляции и кондиционирования при концентрации менее 50 мг/м^3;

3) нерегенерирующие фильтры тонкой очистки для улавливания субмикронных частиц при концентрации менее 1 мг/м^3 и очистки от особо опасных аэрозолей.

Электрофильтры основаны на свойствах заряженных частиц пыли осаждаться на электроде (см. рис. 16.3, *б*). Конструктивно они бывают трубчатыми и пластинчатыми. В зависимости от агрессивности среды корпус изготовляют из стали, свинца, пластмасс, кирпича, желе-

зобетона. Электрофильтры не улавливают активной сажи и по стоимости дороже других пылеочистителей. Для технологической очистки применяют следующие виды электрофильтров: сухие, горячие, мокрые, для агрессивных и неагрессивных газов.

МЕРОПРИЯТИЯ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ АТМОСФЕРЫ ОТ ГАЗОВ

Способ очистки газового потока характеризуется 5 группами факторов:

1) состав используемого оборудования;
2) необходимые ресурсы;
3) параметры входного и выходного потоков;
4) влияние на основной процесс;
5) вариант использования газового потока.

Качественно коэффициент очистки газового потока оценивают по отдельным элементам

$$КОГ_i = \frac{L_i^{(0)} - L_i^{(1)}}{L_i^{(0)}},$$

и по потоку в целом

$$КОГ = \sum \beta_i \frac{L_{i0} - L_{i1}}{L_{i0}},$$

где L_{i0}, L_{i1} — концентрация i-го элемента в единице соответственно исходного и очищенного потока газов; β_i — относительная экологическая опасность загрязнения i-м элементом.

Для обезвреживания многокомпонентных газовых выбросов низкой концентрации применяется *метод высокотемпературного дожигания* в газоочистительной установке, обслуживающей несколько источников загрязнений. Утилизированное тепло при этом используется для нагрева воды и пара на нужды технологии и отопления.

Для централизованного использования теплотворной способности горячих компонентов газовых выбросов путем генерирования технологических теплоносителей широкие возможности имеет *адсорбционно-окислительный метод*, когда в теплогенераторе объединяют в единое замкнутое экотехнологичное производство сушку, очистку газовых выбросов и генерацию теплоносителя для сушки. Общее количество обезвреженных продуктов, выводимых в атмосферу, устанавливают равным расходу окисляющей среды, вводимой в продукты десорбции. Адсорбционно-каталитические генераторы позволяют использовать теплотворную способность горячих компонентов для нагрева и испарения воды при пониженных потерях тепла, выводимого из установок с газовым потоком, который состоит из низкотемпературных выделений (несорбированного балластового воздуха для окисления).

Применение вышеперечисленных мер борьбы за чистоту воздуха позволяет уже сейчас на 10% снизить ядовитые и тепловые загрязнения атмосферы и параллельно с этим сэкономить энергетические и другие ресурсы природной среды.

16.3. ШУМОВОЕ И ВИБРАЦИОННОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

В первую очередь шум оказывает негативное воздействие на основной компонент окружающей среды — человека. В зависимости от силы и частоты звука шум вызывает головную боль, гул в ушах, бессонницу, учащение пульса, серьезные мозговые, нервные, сердечные расстройства, половое бессилие. Происходят функциональные изменения организма под воздействием шума, повышение кровяного давления, нарушение функции щитовидной железы и коры надпочечников, изменение активности мозга и центральной нервной системы.

Технические шумы рассматриваются как своеобразное загрязнение окружающей среды. Своеобразие шумового «загрязнения» воздушной среды заключается не в поступлении загрязняющих веществ, а в физическом воздействии, вызывающем вредные волновые колебания гармонического характера в воздушной среде. «Загрязнение» шумом имеет локальное значение.

Наиболее интенсивные шумовые загрязнения при ведении горно-строительных работ сопровождают подземные и открытые горные выработки. В *подземных выработках* шум, поглощаясь массивами пород, как правило, полностью локализуется в пределах одной или комплекса выработок. На интенсивность затухания шума влияют размеры поперечного сечения выработок, материалы и конструкции обделки. Интенсивность шумового эффекта в *подземных условиях* увеличивается за счет относительно небольших размеров выработок и многократного отражения звуковых волн от поверхности породных массивов.

В *открытых выработках* шум распространяется по воздушной среде на более или менее значительной территории прилегающей местности. Мощными источниками производственного шума на поверхности являются стационарные и передвижные энергетические и технологические машины и установки, транспортные средства и некоторые технологические процессы. Шум, производимый работающими на открытых горных выработках и на поверхности машинами и установками, имеет значительно меньшую интенсивность, но большую длительность воздействия на работающих. В большинстве случаев шумовое воздействие, возникающее в результате эксплуатации машин и установок, не распространяется на значительные расстояния от источника шума. Однако такие мощные источники шума, как вентиляторы главного проветривания, компрессоры и т.п., загрязняют воздушную среду над большими участками территории, окружающими горно-строительную площадку.

Акустическое «загрязнение» особенно интенсивно распространяется на открытых территориях новостроек, снижаясь на расстоянии 100 м от источника на 10 дБ, на 200 м — на 6 дБ, на 300 м и более — всего на 3 дБ. Но даже на таком расстоянии уровень звука может превышать тоновые значения на 12 дБ.

Бытует мнение, что подземные работы являются одним из наиболее интенсивных и опасных источников шума. Однако на земной поверхности

благодаря наличию открытого пространства шум приобретает еще более опасные последствия.

Источниками вибрации на горно-строительных площадках и в подземных сооружениях является многочисленное оборудование, эксплуатация которого в большинстве случаев связана с генерированием шума. Воздействие вибрации вызывает у человека утомляемость, поражение центральной нервной и сердечно-сосудистой систем, слухового, вестибулярного и опорно-двигательного аппаратов. Развитие «вибрационной болезни» зависит от продолжительности воздействия вибрации на организм и ее спектрального состава. Вибрации с частотами 6—12 Гц, близкими к частотам собственных колебаний человеческого организма, особенно опасны для здоровья людей.

Если шумовое «загрязнение» оказывает влияние в основном на человека, то вибрация вызывает существенные изменения и в других элементах экологической системы. Поэтому вибрацию можно определить как «искусственное землетрясение некатастрофического характера».

Вибрации могут быть причиной нарушения строения отдельных участков литосферы. Так, вокруг огромного водоема, образованного плотиной Гувер на р. Колорадо в США (оз. Мид), сейсмографы уже зарегистрировали несколько сотен слабых землетрясений, которые возникли из-за образования трещин под вибрационным воздействием в окружающих породах. Постоянная статическая нагрузка объема воды водохранилища на земную кору и динамические движения ее масс нарушают не только прибрежные поверхностные отложения, но и оказывают влияние на более глубоко залегающие породы, меняя их структуру.

Динамические нагрузки приводят к опусканию в городах и на промышленных площадках не только малых участков поверхности, но и более крупных зон. Вибрации городского транспорта могут проникать на глубину до 70 м. Поэтому в некоторых городах Нидерландов дома, примыкающие к старым автострадам, наклонены в сторону шоссе.

По данным К. Терцаги и Р. Пека, максимальная осадка земной поверхности возникает при частотах колебаний от 500 до 2500 в минуту. Это весьма опасный интервал. Установлено, что пески, предварительно уплотненные вибрацией, сжимаются в 8—10 раз больше, чем те же породы, не испытавшие вибрации. Динамические нагрузки, создаваемые множеством вибрационных установок, безусловно, оказывают воздействие на изменение приповерхностных участков Земли.

Шум и вибрация являются двумя сторонами акустического «загрязнения» окружающей среды. Однако если шум оказывает негативное воздействие главным образом на человека и живые организмы, то вибрационное воздействие проявляется и в разрушающем влиянии на массив вмещающих подземное сооружение горных пород, земную поверхность, интенсификацию геологических процессов.

Изменение напряженного состояния массива горных пород под воздействием вибрационных колебаний и превышение критического предела напряжений приводит либо к катастрофическим нарушениям, выраженным в исключительных случаях поверхностными землетрясениями, либо

к постепенным деформациям поверхностных участков литосферы. Одно из проявлений вибрационного влияния подземных сооружений на окружающую среду связано с динамическим воздействием подземного транспорта.

Динамическое воздействие подземного транспорта проявляется прежде всего в изменении состава и структуры вмещающего подземное сооружение массива горных пород.

Критерием интенсивности воздействия при вибрационных нагрузках подобного рода является ускорение колебаний пород массива, определяемое из уравнения

$$\eta = A\,\omega^2,$$

где A — амплитуда колебаний, мм; ω — частота колебаний, Гц.

Каждой величине статической нагрузки и начального коэффициента пористости соответствует определенная интенсивность воздействия η, при которой начинаются разрушение структуры и уплотнение грунта.

Значение η обычно устанавливают экспериментально, а зависимость между ускорением колебаний и средней плотностью или коэффициентом пористости ε находят графически (рис. 16.4). Для упрощения расчетов коэффициент уплотнения песка при вибрации или ударах $a_{уд}$ определяется по спрямленной ударно-компрессионной кривой на основании следующего выражения:

$$a_{уд} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\eta_2 - \eta_1} = \operatorname{tg}\psi,$$

где ε_1, ε_2 — коэффициенты пористости песка, уплотненного при ускорениях колебаний соответственно η_1, η_2; ψ — угол, характеризующий отклонение частиц грунта при колебаниях, градус.

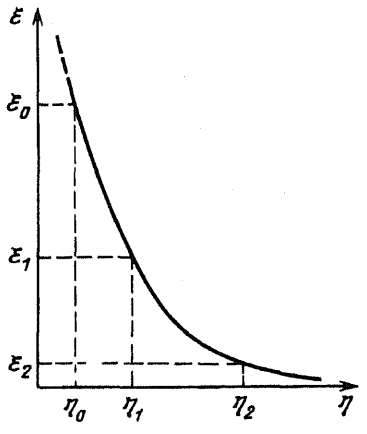


Рис. 16.4. Зависимость между пористостью ε и ускорением колебаний η

Воздействие статического нагружения грунтов на их пористость, а через ее критическую величину и на процесс разжижения определяется из уравнения

$$\varepsilon_к = \varepsilon_0 - a_{уд}\,[\sigma\,(\varepsilon_0 - \sigma_д],$$

где $\varepsilon_к$ — конечный коэффициент пористости при действующих в грунтах напряжениях σ_0 на момент ускорения колебаний η_i; ε_0 — начальный коэффициент пористости; $\sigma\,(\varepsilon_0)$ — статические напряжения при ε_0 и η_0; η_0 — начальная интенсивность воздействия.

Статическая нагрузка снижает вероятность разрушения структуры

грунта и улучшает его уплотняемость при динамических воздействиях. По мере вибрации в обводненных грунтах накапливаются объемные деформации, обусловливающие виброползучесть несвязных грунтов.

Процессы виброуплотнения связных и несвязных грунтов при динамическом воздействии транспорта обладают некоторыми общими и отличными чертами.

1. Критические ускорения для связных грунтов значительно превышают соответствующие значения, характерные для несвязных грунтов, и приближаются к ускорению свободного падения.

2. Критические ускорения для связных грунтов увеличиваются с ростом числа пластичности и при увеличении статического пригруза.

3. Критические ускорения коррелируют с прочностными характеристиками грунтов.

4. Осадки в связных грунтах значительно меньше, чем в несвязных. Они закономерно уменьшаются с ростом числа пластичности и увеличением статического пригруза.

Для подземных сооружений инерционные силы от элементов несущих конструкций составляют лишь часть вибрационной нагрузки, основным видом воздействия является изменение напряженного состояния грунтового массива при распространении вибрационных волн.

Конструкции подземного сооружения, имеющие жесткость, отличную от жесткости породного массива, искажают поле вибрационных волн, поэтому в породе вокруг подземной выработки образуются зоны концентрации напряжения. Если конструкции имеют достаточную гибкость, то они будут перемещаться вслед за смещениями и деформациями грунтового массива. Если конструкции имеют жесткость, бóльшую чем жесткость окружающего массива, то на границе с обделкой поле вибрационных колебаний претерпевает изменения, вызывая концентрацию напряжений в породном массиве вокруг обделки.

В отличие от зданий и сооружений, длина которых значительно меньше длин вибрационных волн, в тоннелях отдельные участки обделки перемещаются неодновременно. Хотя они и подчиняются общему закону движения, перемещения их сдвинуты во времени, что связано с динамическим воздействием транспорта.

Как бы ни был расположен тоннель в породной геосистеме в результате возникновения вибрационных колебаний, вызванных движением подземного транспорта и захватывающих данную область, происходит сотрясение тоннеля, связанное с движением всей породной системы. Сотрясение в рассматриваемом случае является реакцией системы на возбуждение, связанное с приходом и прохождением через нее вибрационных колебаний.

При расчете системы «метропоезд — тоннельная конструкция — породный массив — сооружение» деформационные характеристики грунта предполагаются такими, чтобы выполнялось неравенство

$$D \leqslant t_{гр} \sqrt{\frac{E_0 g}{2 \gamma_{гр} (1 + \nu_0)}},$$

где D — длина вибрационных волн сдвига, м; $t_{гр}$ — преобладающий период колебаний частиц грунта, с; g — ускорение свободного падения, м/с^2; $\gamma_{гр}$ — удельный вес грунта, Н/м^3; E_0 — модуль деформации, МПа; ν_0 — коэффициент Пуассона.

Это неравенство выражает требование, чтобы длина вибрационных волн сдвига превосходила диаметр тоннеля не менее чем в 3 раза.

При колебаниях массива от воздействия транспорта все деформации грунта будут передаваться сооружению.

Таблица 16.2

Источники шумового загрязнения или вибрации	Мероприятия инженерной защиты
	Шумовое загрязнение
Источники шумового загрязнения, связанные с горно-строительными работами, производимыми вблизи поселений	Естественная защита: создание полосы насаждений шириной 25 м предпочтительнее хвойных пород или древесно-кустарниковых крупномерных и быстрорастущих пород с низкоопущенной густоветвящейся кроной, расположенных рядами или в шахматном порядке. По форме поперечный разрез шумозащитной полосы должен приближаться к треугольнику с более пологой стороной, направленной к источнику шума. Высота деревьев более 7–8 м, кустарников — не менее 15–20 м
	Составление шумовых карт — основы для планомерной реализации шумозащитных мероприятий
	Рациональное размещение, планировка и форма зданий в плане, повышение их звукоизоляционной способности
Турбокомпрессорные установки	Применение звукопоглощающих плит для армировки кабины компрессора с редуктором, глушителей шума вентиляционной системы в месте сброса воздуха; армировка звукопоглотителем монтажных проемов, воздухоохладителей и воздуховодов
Вентиляционные установки шахт	Применение автоматических установок контроля эксплуатационных режимов осевых вентиляторов и управление пограничным слоем воздуха на поверхности лопаток и рабочих колес для снижения аэродинамического шума. Использование пластинчатых, камерных и пластинчато-камерных глушителей, что снижает уровень шума до 30 дБ. Использование диффузора с обтекателем в виде звукопоглощающей конструкции
Пневматические перфораторы	Использование легких глушителей различной конструкции в виде эластичных резиновых камер и применение бурильных машин с бесклапанным воздухораспределением. Покрытие буровых штанг тонким слоем резины или резинометаллическим буртиком, хромирование буровых штанг для повышения интенсивности затухания изгибных колебаний, что дает уменьшение шума на 3–4 дБ

Окончание табл. 16.2

Источники шумового загрязнения или вибрации	Мероприятия инженерной защиты
Буровые каретки и самоходные бурильные установки	Изменение конструкций выхлопной системы путем уменьшения предвыхлопного давления в полости цилиндра ударных механизмов, уменьшение числа импульсов, увеличение длины выхлопных каналов и их числа (снижает уровень шума на 10–12 дБ). Устройство шумоизолирующей герметической кабины на бурильной установке (снижение шума на 29 дБ)
Машины и горное оборудование	Совершенствование конструкций оборудования, применение металлов с высоким коэффициентом звукопоглощения (магниево-никелевые сплавы), использование изолирующих материалов
Неблагоприятные акустические зоны в выработках	Применение средств индивидуальной защиты: противошумных тампонов, эластичных втулок «Беруши», наушников, шумозащитных костюмов
	Вибрация
Источники ударных воздушных волн (УВВ)	Вывод людей за пределы ранее установленной опасной зоны, снижение давления на фронте УВВ до 10 кПа. Установка защитных устройств для гашения УВВ, правильный выбор ВВ и использование рациональной технологии ведения взрывных работ. Отказ от массовых взрывов в период инверсий и при скорости ветра, направленного в сторону жилых районов, более 6,5 м/с
Перфораторы	Применение виброгасящих устройств на основе упругого элемента — пружины, работающей на изгиб, сжатие, кручение или с использованием сжатого воздуха. Размещение дампферов в местах контакта буров с перфоратором. Бурение шпуров ручными перфораторами производят с использованием различных поддерживающих устройств, ограничивающих во времени контакт бурильщика с перфоратором
Буровые каретки	Применение шумоизолирующих кабин, гасящих вибрацию, наддолотных амортизаторов или гидравлических амортизаторов
Станки шарошечного бурения	Замена поршневых компрессоров на винтовые. Применение индивидуальных способов защиты от вибрации: антивибрационные кресла машиниста экскаватора, обувь на виброзащитной подошве и т.п.

Основные мероприятия инженерной защиты от шума и вибрации при подземном строительстве обобщены в табл. 16.2, в которой рассмотрены различные источники шумового загрязнения и вибрации (оборудование, машины, механизмы, неблагоприятные зоны в выработках и около поселений).

ГЛАВА 17
ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ ПРИМЕНЕНИИ НЕКОТОРЫХ СПЕЦИАЛЬНЫХ СПОСОБОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

17.1. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ ПРИМЕНЕНИИ ХИМИЧЕСКОГО УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ И ГИДРОИЗОЛЯЦИИ

С целью обеспечения надежной работы системы «горная выработка — массив вмещающих горных пород» в практике подземного строительства большое значение приобрела техническая мелиорация грунтов. Применение различных силикатных и органических растворов позволяет в зависимости от состава и структуры грунтов добиваться надежной прочности и водонепроницаемости массива и его хорошего сцепления с элементами конструкций подземных сооружений. Применение методов химического укрепления в подземном строительстве является весьма перспективным средством в экологическом плане. Однако химическое укрепление грунтов всегда таит в себе риск миграции вредных химических веществ и полимерных материалов в породный массив. Такая миграция сопряжена с отравлением воды, омывающей подземные сооружения или фильтрующейся через его несущие и ограждающие конструкции. Прежде всего это относится к полимерным материалам, используемым при битумизации, силикатизации и смолизации массива горных пород, вмещающего выработку. Битумизация и смолизация, кроме того, сопряжены с подогревом смесей перед их использованием. Поступление растворов с температурой, отличной от температуры окружающего массива и подземных вод, и их последующее охлаждение в процессе затвердевания может явиться причиной изменения поля температурных напряжений в массиве вокруг выработки. При применении цементации и глинизации химическое загрязнение подземных вод может быть обусловлено не только частицами цемента и глины, проникающими в породный массив и частично в подземные воды, но и теми добавками, которые применяют для усиления схватываемости и стабильности растворов.

Грунтовые воды передают химическое загрязнение поверхностным водоемам, которые питаются водами подземных резервуаров, затем оно распространяется на почвенный покров и после испарения оказывает влияние на атмосферу Земли.

Тем не менее применение средств химического укрепления считается относительно безвредным с экологической точки зрения по сравнению с другими специальными способами, так как основное воздействие направлено на усиление прочности массива. Полимерные составы задерживаются в трещинах горных пород и лишь их незначительное количество выносится в омывающие укрепляемый массив грунтовые воды.

На интенсивность миграции компонентов полимерных растворов при инъекционном укреплении пород влияют рецептура и технология химического укрепления, скорость протекания процессов деструкции, продолжительность эксплуатации, время контакта укрепляемого массива с водой, температура и физико-химические свойства среды, окружающей подземный объект.

На химическую стойкость полимера большое влияние оказывает его строение (наличие двойных связей, функциональных и концевых групп, молекулярная масса), природа пластификатора, разбавителя, стабилизатора, добавок и их количество. Кристаллические полимеры обладают большей химической стойкостью. Фракции с низкой молекулярной массой существенно снижают прочность и химическую стойкость материала. Табл. 17.1 дает краткое представление о составе возможных выделяющихся веществ и интенсивности их миграции из различных материалов химического укрепления.

Поликонденсация как способ укрепления массива с технологической точки зрения представляет наибольшую опасность по уровню потенциальной токсичности. По сравнению с полимеризацией при поликонденсации в конечном продукте остается большее количество непрореагировавшего мономера, что снижает стойкость укрепленного массива по отношению к воде и другим жидким средам.

Одним из важнейших факторов, влияющих на процессы поликонденсации и полимеризации, является температура окружающей среды. Именно изменение температуры при контакте инъекционного материала с водой приводит к изменению миграции вредных компонентов во вмещающий породный массив.

Повышение температуры воды на 20—60° в ряде случаев оказывает более сильное воздействие на процесс миграции вредных компонентов в породный массив, чем удлинение продолжительности их контакта.

Таблица 17.1

Материалы химического укрепления	Возможные выделяющиеся вещества	Интенсивность миграции выделяющихся веществ, мг/(л · сут)
Карбамидные смолы (фенопласты)	Фенол	0,6
	Формальдегид	0,1—0,3*
	Метанол	Не мигрирует
	Аммиак	0,6
Эпоксидные смолы (ЭД-5, ЭД-6 и др.)	Эпихлоргидрин	До 17,6
	Дефиниленпропан	До 0,61
	Ацетон	Не мигрирует
	ПЭПА	2,6—11,1
Полиэфиры	Этиленгликоль	Не мигрирует
	Диметилтерефталат	То же
	Ментол	—"—

* Выражена в мг/(л · ч).

Щелочность или кислотность среды также учитывают при оценке воздействия материала на окружающую среду. Водородный показатель среды pH в значительной степени определяет характер миграции веществ и развития деструктивных процессов в среде функционирования конструкции на основе данного полимера.

Важным фактором, оказывающим влияние на уровень миграции вредных веществ, является удельная поверхность пор и пустот в материале. Чем больше удельная поверхность пор, тем дольше контакты фильтрата с данным полимером и интенсивнее миграция вредных веществ в окружающую среду.

Для оценки экологического риска применения полимерных материалов при инъекционном укреплении массива горных пород, вмещающего подземный объект, и при гидроизоляционных работах используют критерий «допустимое количество миграции» (ДКМ) в модельную среду. Для веществ, ДКМ которых в настоящее время не установлены, количественными критериями токсичности служат допустимые уровни (ДУ) миграции химических веществ из полимерных материалов в воду или предельно допустимые концентрации (ПДК) для воды водоемов. Ниже приведены ДКМ и ДУ миграции для химических веществ и ионов, выделяющихся из материалов химического укрепления и гидроизоляции и представляющих опасность при загрязнении природной среды.

Критерий, мг/л	ДКМ	ДУ	Критерий, мг/л	ДКМ	ДУ
Алкофен БП	2	—	Полиэтиленполиамин	0,01	—
Алкофен В	2	—	Стирол	0,01	—
Беназол П	2	—	Гексаметилентетрамин		
Беназон ОМ	2	—	(утропин)	2	—
Бисфенол А	0,01	—	Фенол	0,001	—
Фосфит НФ	4	—	Формальдегид	0,1	—
Гексаметилендиамин	0,01	—	Фталевый ангидрид	0,2	0,5
Диоктилсебацинат	4	—	Дибутилфталат	0,25	2
Диоктилфталат			Эпихлоргидрин	0,1	—
(диизооктилфталат)	2	2	Терефталевая кислота	—	5
Капролактам	0,6	5	Бутилацетат	—	0,8
Малеиновый ангидрид	0,5	5	Тетрагидрофуриловый спирт	—	3
Меламин	1	—	Pb^{2+}	—	0,05
Метиловый спирт	1	—	Zn^{2+}	—	0,3
Метилметакрилат	0,25	—	Cu^{2+}	—	1
Нитрит акриловой кислоты	0,05	—	Ti^{4+}	—	4

Примечание. Прочерк вместо значения критерия означает, что для соответствующих веществ ДКМ или ДУ не установлены.

В табл. 17.2 приведены примеры накопления вредных веществ в массиве горных пород в результате их выделения из карбамидных составов.

Главным показателем миграции вредных веществ из укрепленного полимерными составами грунта является удельная поверхность

Таблица 17.2

Карбамидный состав, концентрация, %	Отвердитель, концентрация, %	Удельная поверхность пор укрепленного грунта, $м^2/м^3$	Вещество, выделяющееся из материалов химического укрепления					
			Формальдегид			Фенол		
			Миграция, мг, в течение, ч		Концентрация в окружающем массиве., мг/л	Миграция, мг, в течение, ч		Концентрация в окружающем массиве, мг/л
			1	24		1	24	
МФ-17, 60	Щавелевая кислота, 3,5	$0,5 \cdot 10^3$	0,041	0,204	$2,4 \cdot 10^{-4}$	0,011	0,054	$0,6 \cdot 10^{-4}$
ММ-2, 100	То же, 15	$0,23 \cdot 10^3$	0,009	0,043	$2,1 \cdot 10^{-3}$	0,002	0,011	$0,1 \cdot 10^{-4}$
МФА, 70	То же, 4	$1,2 \cdot 10^3$	0,234	1,172	$1,3 \cdot 10^{-3}$	0,06	0,137	$0,3 \cdot 10^{-3}$
Крепитель К, 100	То же, 12	$0,24 \cdot 10^3$	0,01	0,049	$5,6 \cdot 10^{-5}$	0,003	0,013	$0,16 \cdot 10^{-2}$
МФФА, 100	Щавелевая кислота, 0,7; хлорид, 0,5	$2,06 \cdot 10^3$	0,69	3,46	$3,4 \cdot 10^{-3}$	0,176	0,898	$9 \cdot 10^{-4}$
То же	То же	$1,58 \cdot 10^3$	0,376	1,887	$1,9 \cdot 10^{-3}$	0,193	0,493	$5 \cdot 10^{-5}$
МФ-17, 40	Щавелевая кислота, 4	$1,18 \cdot 10^3$	0,79	3,96	$1,1 \cdot 10^{-3}$	0,202	1,03	$2,08 \cdot 10^{-4}$
МФ-17, 40	То же, хлорид, 0,5	$0,64 \cdot 10^3$	0,067	0,34	$1 \cdot 10^{-4}$	0,018	0,09	$2,4 \cdot 10^{-5}$

Примечание. Применительно ко всем карбамидным составам допустимое количество миграции (ДКМ) для формальдегида составляет 0,1 мг/л, для фенола — 0,001 мг/л.

пор и капиллярных каналов, по которым фильтруется вода. Именно этот показатель определяет степень уплотнения массива горных пород при химическом укреплении, соответствующую отсутствию выноса вредных веществ в окружающую среду в концентрациях, превышающих ПДК.

Характер фильтрации воды через укрепленный массив зависит от удельной поверхности пор и определяется коэффициентом проницаемости среды

$$K_{\text{ф}} = \frac{K_{\text{пр}} \gamma_{\text{в}}}{\mu}, \tag{17.1}$$

$$K_{\text{пр}} = \frac{Zn^3}{\tau s^2}, \tag{17.2}$$

$$Q = \frac{K_{\text{ф}} t S_{\text{к}} H_{\text{пр}}}{L_{\text{ф}}}, \tag{17.3}$$

где $K_{\text{ф}}$ — коэффициент фильтрации породы, м/с; $K_{\text{пр}}$ — коэффициент проницаемости среды, м^2; $\gamma_{\text{в}}$ — объемный вес воды, Н/м^3; μ — динамическая вязкость воды, Н · с/м^2; Z — постоянная Козени, зависящая от формы фильтрационного канала: для кругового сечения $Z = 0{,}5$; квадратного — $Z = 0{,}5619$; в виде равностороннего треугольника $Z = 0{,}5974$; n — эффективная пористость, %; τ — извилистость поровых каналов, определяемая как отношение средней длины траектории жидкой частицы в образце к длине образца; s — удельная поверхность пор и каналов, по которым протекает фильтрат, м^2/м^3; $Q_{\text{к}}$ — количество воды, просочившейся через единичный объем укрепленной породы, м^3; t — время, с; $S_{\text{к}}$ — площадь поперечного сечения единичного объема укрепленной породы, м^2; $H_{\text{пр}}$ — предельный напор, м; $L_{\text{ф}}$ — длина пути фильтрации, м.

На основании уравнений (17.1) — (17.3) удельную поверхность пор и каналов укрепляемой породы можно определить следующим образом:

$$s = \sqrt{\frac{Z n^3 \gamma_{\text{в}} t S_{\text{к}} H}{Q_{\text{к}} \tau \mu L_{\text{ф}}}}.$$

Если принять за единицу миграции величину æ, мг/(л · ч), то представляется возможность определить количество выделившегося в воду вредного составляющего из материала инъекционного раствора или материала гидроизоляции:

$$Y = s\text{æ} = \text{æ} \sqrt{\frac{Z n^3 \gamma_{\text{в}} t S_{\text{к}} H}{Q_{\text{к}} \tau \mu L_{\text{ф}}}}. \tag{17.4}$$

Полагая, что коэффициент фильтрации укрепленного массива

$$K_{\text{к}} = \frac{Q_{\text{к}} L_{\text{ф}}}{t H_{\text{пр}} S_{\text{к}}},$$

уравнение (17.4) приобретает вид

$$Y = æ \sqrt{\frac{Z n^3 \gamma_в}{\tau \mu K_к}}.$$

Концентрацию вредных веществ в потоке определяют соотношением

$$y = \frac{Y}{Q_ф},$$

где $Q_ф$ — количество воды в единице неукрепленного массива, м^3.

$$Q_ф = \frac{K_ф t S_к H_{пр}}{L_ф},$$

где $K_ф$ — коэффициент фильтрации неукрепленного массива, м/с.

Таким образом,

$$y = \frac{Y L_ф}{K_ф t S_к H_{пр}}.$$

Используя условие наступления предельного состояния

$$y = ДКМ$$

и соотношение

$$\frac{y K_ф t S_к H_{пр}}{L_ф} = æ \sqrt{\frac{Z n^3 \gamma_в}{\tau \mu K_к}},$$

получим предельный коэффициент фильтрации укрепленного массива горных пород $K_к$, за пределами которого происходит недопустимая миграция вредных веществ в окружающую среду,

$$K_к = \frac{æ^2 Z n^2}{\tau \mu y^2 Q_ф^2}.$$

Приведенные расчеты применимы и для определения количества вредностей, выделяемых в массив горных пород при проведении гидроизоляционных работ. Таким образом, исходя из физико-механических свойств укрепляемого массива горных пород и применяемой технологии, представляется возможным оценить экологический риск применения инъекционных и гидроизоляционных материалов в подземном строительстве.

Большое значение в настоящее время приобретает разработка безвредных для окружающей среды гидроизоляционных материалов. Это актуально для городского подземного строительства, потому что подземные воды, имеющие контакт с материалами гидроизоляции, выносят токсические компоненты из них в поверхностный бассейн. Кроме того, многие гидроизоляционные материалы служат для обеспечения водоне-

проницаемости трубопроводов с питьевой водой и их сетей. То есть прослеживается взаимосвязь между материалом гидроизоляции, качественными характеристиками окружающей среды и здоровьем человека.

Наиболее безвредными с экологической точки зрения гидроизоляционными материалами являются структурит и торосил (thoroseal).

Структурит представляет собой порошкообразную смесь портландцементов, кремнезема, модифицирующих добавок. При смешивании с акрилом и водой в пропорции 60:1 структурит образует простой в использовании быстродействующий раствор.

Достоинства структурита:

- простота в применении, что позволяет завершить работу за одну операцию и избежать дорогостоящих опалубочных работ;
- высокая адгезия к бетону и арматуре;
- не требует применения предварительных покрытий;
- быстро твердеет;
- обладает хорошими защитными свойствами даже при небольшой толщине слоя бетона и при наличии хлоридов;
- водо- и паронепроницаем.

Торосил представляет собой порошкообразную смесь из портландцементов, отсеянного песка и различных химических добавок, затворяется водой. Торосил создает надежную внутреннюю и внешнюю гидроизоляцию по бетону и камню в подземных условиях и на поверхности, применим для объектов, расположенных ниже уровня грунтовых вод, служит хорошим гидроизоляционным покрытием стен и потолков.

Достоинства торосила:

- простота в применении;
- возможность нанесения на влажную поверхность без предварительного высушивания;
- обладает хорошим сцеплением с бетонной или каменной поверхностями, благодаря чему является устойчивым к гидростатическому давлению подземных вод;
- не требует растворителей при нанесении на обделку;
- благодаря высоким теплоизоляционным качествам обеспечивает возможность испарения влаги с покрытия, не позволяя водным парам скапливаться на внутренней поверхности.

Так как основой обоих материалов служит цемент, то при работе с ними необходимо соблюдать индивидуальные меры безопасности — пользоваться защитными перчатками и очками. В ряде случаев рекомендуется пользоваться респираторами.

Имея в своем составе водоотталкивающие добавки, структурит и торосил исключают растворение подаваемых растворов циркулирующей водой и загрязнение подземного водного бассейна и массива горных пород, вмещающих подземный объект. Таким образом, уменьшается или полностью исключается экологический риск применения тампонажных растворов или гидроизоляционных материалов. Подобные средства инженерной защиты окружающей среды в полной мере отвечают надеж-

ной и безопасной работе системы «подземный объект — породный массив — окружающая среда», что позволяет широко применять их самостоятельно или в комбинации с другими мероприятиями инженерной защиты в подземном строительстве.

17.2. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СПОСОБОМ ЗАМОРАЖИВАНИЯ

Негативный эффект на окружающую среду при строительстве выработок способом замораживания заключается в том, что массив горных пород, вмещающий подземный объект, претерпевает резкое изменение первоначальных физико-механических свойств. Основную экологическую опасность при строительстве этим методом представляет возможность загрязнения окружающей среды случайным попаданием в нее химически активного хладоносителя.

Породы, подвергшиеся замораживанию, становятся многофазными образованиями, состоящими из твердых минеральных частиц, вязкопластичных включений льда, жидкой фазы из незамерзшей воды и газообразных компонентов пара и газов. Каждый из компонентов определяет свойства замороженных пород и их поведение во время процесса «замораживание—оттаивание». Льду, как основной составляющей этого многофазного образования, присуща ярко выраженная анизотропия, т.е. он обладает вязкопластичными деформационными свойствами в направлении, перпендикулярном к главной оптической оси, и способен к хрупкому разрушению при упругих деформациях.

В природных условиях происходит постоянное колебание термодинамических показателей, поэтому свойства ледопородного ограждения способны изменяться, что предопределяет нарушения в сложившейся экологической обстановке.

В зависимости от соотношения скорости промерзания и скорости фильтрации воды, заключенной в порах породы, миграция воды может происходить или к фронту промерзания, или в обратном направлении. Это может стать причиной пучения пород. Напряжения и деформации в замороженных породах возникают под действием внешней нагрузки и не остаются постоянными с течением времени. Нестабильность механических свойств мерзлых пород обусловливается тепломассообменными процессами, возникающими при замораживании пород в процессе строительства и их постепенном оттаивании по завершении строительных работ и пуске объекта в эксплуатацию. Таким образом, при определенных условиях может иметь место сначала процесс охлаждения пород в период их замораживания, который затем сменяется постепенным нагреванием пород. Охлаждение (нагревание) массива распространяется на все новые слои горных пород при непрерывном охлаждении (нагревании) пластов, которые были охвачены им ранее. В результате вокруг выработки образуется охлажденная (прогретая) зона, в пределах которой температура ниже (выше), чем за ее пределами. Размеры зоны зависят от разности

температур неохлажденных и охлажденных пород, времени охлаждения (нагревания) массива, теплофизических констант пород и размеров строящегося объекта. Некоторые фазовые переходы особенно в процессе последующего оттаивания при пуске подземного сооружения в эксплуатацию могут вызывать скачкообразоное изменение механических параметров породы. В результате термонапряженное состояние в массиве горных пород вокруг выработки может измениться.

Так как замораживание пород основано на эффекте электроосмоса, оно представляет опасность для строительства в тонкодисперсных (тонкозернистые пески, глины и т.п.) грунтах при миграции влаги, интенсивность которой зависит от скорости замораживания. Чем более дисперсны породы, тем больше воды (иногда до 50%) остается в незамерзшем состоянии при отрицательной температуре замораживания (−20 ... −30 °С). Это таит в себе опасность серьезных последствий оседания земной поверхности и резкого сдвижения или разрушения замороженного массива. Пары воды в замороженных породах могут играть в ряде случаев существенную роль: перемещение их от мест с большей устойчивостью к местам с меньшей устойчивостью в водонасыщенных грунтах может явиться основной причиной перераспределения влажности в процессе замораживания и оттаивания горных пород. Недостаточный учет реологических свойств окружающей среды при проектировании приводит к негативным проявлениям в процессе замораживания. Сопротивление мерзлых пород нагрузке определяется в первую очередь продолжительностью действия нагрузки. Значительное снижение сопротивления мерзлых пород во времени связано с вязким течением пленок незамерзающей воды, что особенно сказывается в области фазовых переходов. Скорость пластического течения мерзлых пород в известных пределах пропорциональна избытку напряжений. Эти факторы обусловливают нестабильность механических свойств замороженных пород, что при неправильном проведении работ может явиться причиной аварии. Поэтому при проектировании и ведении строительных работ очень важно учитывать: реологические свойства пород, геологические данные о структуре массива грунтов; статический напор воды по каждому водоносному горизонту; коэффициенты фильтрации и скорости фильтрационных потоков; физико-механические и теплофизические свойства грунтов; удельный вес, пористость, влажность, гранулометрический состав, начальную температуру грунтов.

Примером негативных последствий замораживания на окружающую среду из-за недостаточного учета перечисленных свойств при проектировании, следствием чего явилось поступление воды и обрушение грунта, может служить авария при проходке эскалаторного тоннеля в Днепропетровске в 1988 г. Забой эскалаторного тоннеля «Станции металлургов» был разработан на 2/3 сечения и находился под защитой ледогрунтового экрана на контакте со скальными породами. В лотковой части призабойной зоны через швы чугунной обделки наблюдались незначительные, но постоянные притоки воды. Затем водоприток значительно увеличился, возникла угроза разрушения защитного ледогрунтового эк-

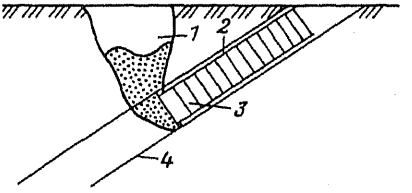


Рис. 17.1. Схема обрушения грунта в эскалаторном тоннеле (метро «Станция металлургов», Днепропетровск): *1* — вывал на просп. Калинина; *2* — зеркало воды; *3* — обделка наклонного тоннеля; *4* — замораживающие колонки длиной 65 м

рана и обрушения, люди были выведены из забоя. Вскоре произошло обрушение горной массы в забое наклонного тоннеля, на поверхности образовалась воронка диаметром 8 м и глубиной 7 м (рис. 17.1). Причиной аварии явилось появление вод в трещинах и жилах в скальной части забоя. Это привело к снижению эффекта ледогрунтовой защиты в забойной зоне на контакте со скальными породами с последующим образованием неустойчивых пород и обрушением разработанной части эскалаторного тоннеля.

Замораживание глинистых грунтов, значительное увеличение их объема может вызвать их пучение, что при мелком заложении подземного сооружения может явиться причиной неравномерного подъема земной поверхности и деформации наземных зданий. В результате оттаивания мерзлотной завесы могут произойти осадки земной поверхности и образование мульды оседания. Это также необходимо учитывать при проектировании, строительстве, эксплуатации и выборе мероприятия инженерной защиты окружающей среды от отрицательного влияния подземного строительства.

Негативные изменения свойств пород и состояния земной поверхности при замораживании не являются характерными для этого способа экологическим эффектом и могут проявиться лишь при определенном стечении горно-геологических, технологических, гидрогеологических и других условий. Основную экологическую опасность представляют катастрофические утечки хладагентов из морозильных машин, расположенных на поверхности на стройплощадке.

Известно, что в качестве основных хладагентов при создании ледопородных заграждений применяют аммиак и фреон. Аммиак токсичен и горюч, при содержании его в воздухе свыше 1% может наступить отравление, а при 13,1—26,8% при наличии открытого источника огня возможен взрыв с образованием отравляющего вещества фосгена. В первую очередь аммиак оказывает разрушающее воздействие на основной элемент окружающей среды — человека. Учитывая, что аммиак тяжелее воздуха, интенсивные утечки его могут вызвать вытеснение кислорода из воздуха рабочей зоны, что грозит удушением и потерей сознания рабочими. Предельно допустимая концентрация аммиака в воздухе рабочих помещений не должна превышать 0,02 мг/л. Поэтому машинное отделение обязательно оборудуется механической приточной вентиляцией и аварийной вытяжной вентиляцией.

Фреон еще более коварен: обладая такими же физиологически вредными свойствами, но не имея запаха, он способен, вследствие утечки,

оказать скрытое воздействие как на человека, так и на окружающую среду. Фреон чрезвычайно текуч, обладает наркотическими свойствами и способен проникать через мельчайшие неплотности. При этом очень трудно обнаружить его утечку. Фреон в атмосфере разрушается ультрафиолетовыми лучами, выделяющийся при этом хлор реагирует с озоном, каталитически разлагая его. Объемы замораживания в мировой практике не настолько велики, чтобы вызвать какие-либо серьезные последствия для воздушного слоя атмосферы, однако, так как проблема «парникового эффекта», связанная с попаданием в верхний слой атмосферы фреонов, в настоящее время стоит очень остро, то необходимо исключать дополнительное поступление его в атмосферу за счет утечек из хладоновых машин.

В настоящее время наибольшее распространение в качестве хладоносителя получил водный раствор хлористого кальция $CaCl_2$. Однако водные рассолы солей необычайно агрессивны к ледопородным ограждениям и в случае утечек из колонок приводят к разрушению ранее созданного ледопородного ограждения и прорыву воды через ограждение. Прорывы воды в выработку, как было рассмотрено нами ранее, представляют значительный экологический риск как для работающих, так и для искусственной экосистемы «подземное сооружение — массив горных пород — окружающая среда». При низких температурах хладоносителями могут служить метиленхлорид CH_2Cl_2, трихлорэтилен C_2HCl_3, монофтортрихлорметан $CFCl_3$, ацетон, этиловый спирт C_2H_5OH и т.п. Специальными хладоносителями ограниченного применения могут служить различные фракции перегонки нефти, синтетические масла, силиконовые жидкости, сахаристые растворы. Попадание этих веществ в поверхностные или грунтовые воды способствует серьезному химическому загрязнению гидросферы и почвенного покрова. Необходимо учитывать, что предельные углеводороды, содержащиеся в нефтепродуктах, соприкасаясь с водой в организме человека, образуют монокристаллы, которые обладают наркотическим действием на человека. При длительном воздействии паров нефтепродуктов в сочетании с сероводородом на обслуживающий персонал развиваются симптомы хронической интоксикации, могут происходить органические изменения в мозговой и сердечно-сосудистой системах, что оказывает влияние на надежность и безопасность строительных работ и повышает опасность травматизма рабочих. Попадание таких веществ в организм человека через зараженные воду или воздух в результате катастрофических утечек невелико, однако даже микроконцентрации при длительном воздействии могут вызвать у человека рефлекторные изменения световой чувствительности глаза, электрической активности мозга, состава крови. Поэтому осуществляют строгий контроль за тем, чтобы не происходило утечек хладоносителя в стыковых соединениях колонок с коллектором и распределителем, а также наблюдают за исправностью форшахты, теплоизоляции и рассолопроводов. На холодильных установках, работающих с вредным холодильным агентом, в качестве меры индивидуальной защиты рабочих применяют поглотительные противогазы, резиновые и кожаные перчатки, аптечки.

Известны случаи применения керосина в качестве хладагента, однако, с точки зрения экологии, керосин представляет серьезную угрозу по пожароопасности и при наличии открытого пламени дает вспышку с температурой 30—40 °С. Большой коэффициент расширения керосина обусловливает применение для его содержания особой конструкции контейнера с расширительной емкостью на случай продолжительной остановки замораживающей станции.

При замораживании в принудительно-естественной незамкнутой циркуляции парожидкого хладоносителя в качестве хладагента обычно применяют жидкий азот N_2. Жидкий азот является низкотемпературным веществом, поэтому во избежание попадания его на незакрытые участки тела рабочих и ожогов работы по замораживанию производят в заправленных под рукава брезентовых, суконных или кожаных перчатках и защитных очках с боковыми щитками, в наглухо закрытой верхней одежде. При содержании жидкого азота в контейнерах необходимо поддерживать давление не более 1,2 МПа во избежание их разрыва и разлета осколков тары. Поэтому контейнеры оснащают предохранительными клапанами, или мембранами, или открытым отверстием, размер которого должен обеспечивать выход газа без возрастания давления в емкости выше рабочего. С этой же целью в процессе замораживания слив жидкого азота в замораживающие колонки осуществляют через воронку, обеспечивающую свободный выход газа из колонок.

Катастрофические утечки хладагента могут возникнуть в случае несоблюдения установленной технологии производства работ, при возникновении больших температурных напряжений в системе трубопроводов и возможных разрывов в сети вследствие сжатия металла при низких температурах. Поэтому необходимо строго следить за тем, чтобы температура хладоносителя понижалась постепенно.

Все мероприятия инженерной защиты окружающей среды при строительстве способом замораживания следует осуществлять в соответствии с основными положениями СНиП II—4—80 «Техника безопасности в строительстве», регламентациями Правил устройства и безопасной эксплуатации холодильных установок, требованиями Правил техники безопасности на холодильных установках.

Так как массив горных пород и подземное сооружение представляют собой неразрывно связанные друг с другом элементы одной искусственной экосистемы, то невозможно учитывать лишь отдельное влияние подземных объектов на вмещающий их массив или, наоборот, воздействие параметров породного массива на сооружение. Нельзя также рассматривать воздействие одной из групп вредностей на какой-то конкретный элемент окружающей среды при подземном строительстве. Нарушения, как правило, носят комплексный характер, хотя большинство их воздействует на массив горных пород и подземные воды. Поэтому инженерная защита окружающей среды от негативного воздействия подземного строительства при создании ледогрунтового ограждения должна базироваться на комплексе мероприятий, учитывающих как отдельные технологические приемы, так и свойства пород как естественного защитного экрана.

17.3. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДВОДНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Подземные работы при строительстве тоннелей под реками, каналами, морскими заливами и проливами ведут преимущественно в слабых неустойчивых грунтах под большим гидростатическом давлением, что требует исключительной осторожности при проведении горнотехнических операций, предварительного исследования надежности защитных свойств породной кровли и защитного пространства, подготовки эффективных мер по технике безопасности, разработки мероприятий инженерной защиты против стихийного прорыва воды.

Наибольшую опасность для окружающей среды и для безопасности горно-строительных работ представляет прорыв водных масс в забой при проходке подводных тоннелей закрытыми способами при наличии гидравлической связи грунтовых и поверхностных вод.

Несвоевременное и недостаточно тщательное крепление забоя в слабоустойчивых и неустойчивых грунтах может вызвать обрушение породы. Нарушение технических условий и правил техники безопасности при работе под сжатым воздухом могут привести к прорывам воды с грунтом в забой и заболеванию рабочих кессонной болезнью, к возникновению пожаров. Недооценка сложности инженерно-геологических условий, принятие неверных технических решений и методов ведения работ часто приводят к возникновению аварийных ситуаций.

Наиболее крупные современные аварии произошли при строительстве подводных тоннелей Сейкан в Японии и под проливом Большой Бельт в Дании.

Строительство крупнейшего в мире подводного тоннеля Сейкан между островами Хонсю и Хоккайдо продолжалось в течение 21 года, причем проходка велась одновременно на 9 участках в чрезвычайно сложных инженерно-геологических условиях (рис. 17.2). На северном участке залегали осадочные скальные породы, на центральном — аргиллиты и алевролиты, на южном — трещиноватые андезиты, туфы, туфобрекчии. На большей части трассы породы сильнотрещиноватые, имеется 9 крупных сбросовых зон, через которые в тоннель проникают морские и подземные воды под давлением 2,5 МПа. В связи с прорывоопасностью в процессе строительства тоннеля на тех участках, где были обнаружены нарушения породы и значительные водопритоки, производили цементацию и химическое закрепление грунта по трассе тоннеля. Радиусы зон закрепления составляли 7,5; 10 и 12,5 м; их длина — 40—70 м. Несмотря на принятые предупредительные меры в процессе строительства произошли 4 крупные аварии, связанные с затоплением тоннеля, в результате которых погибли 34 человека.

Были проведены следующие мероприятия инженерной защиты строящегося тоннеля от затопления:

- установление герметических перемычек;
- дренирование воды погружным насосом;
- проведение укрепительной цементации силикатными растворами;

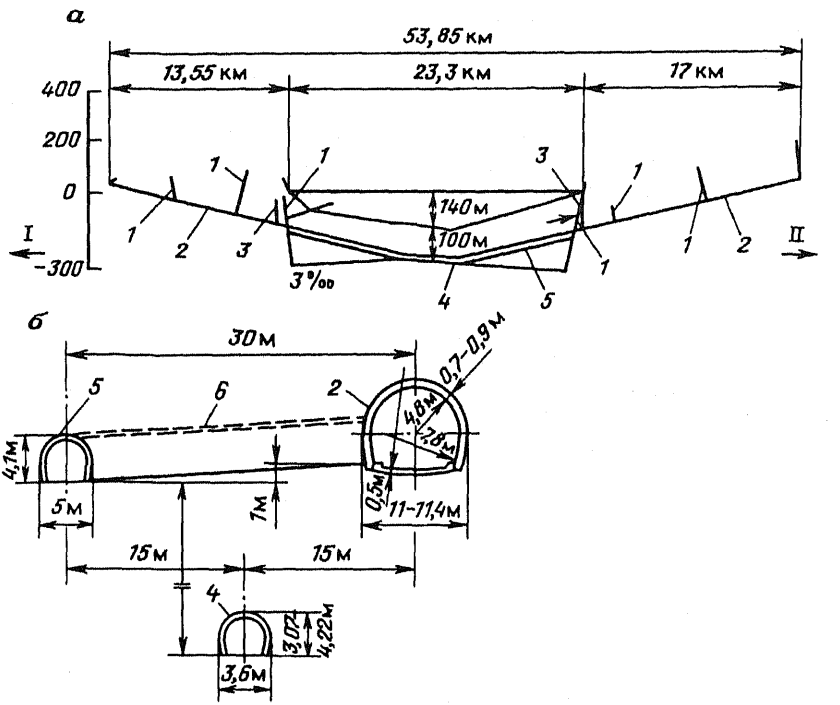


Рис. 17.2. Продольный профиль (*а*) и поперечное сечение (*б*) тоннеля Сейкан (Япония):
1 — наклонная шахта; *2* — главный тоннель; *3* — вертикальная шахта; *4* — пилот-тоннель; *5* — сервисный тоннель; *6* — поперечные сбойки через 600 м; I — к Хонсю; II — к Хоккайдо

- закладка некоторых выработок мешками с песком;
- водоотлив и понижение уровня грунтовых вод.

Причиной аварий явилась сбросовая зона, служащая источником дополнительного притока воды. Уроки аварии, происшедшей в результате недоучета горно-геологических и строительных условий, были учтены при проходке наклонных шахт и сервисного тоннеля Сейкан, что позволило избежать его затопления и завершить строительство в намеченные сроки.

Необходимо отметить, что при проходке подводных тоннелей под сжатым воздухом основной причиной прорыва воды и грунта в забой является, как правило, резкое падение давления сжатого воздуха из-за утечки его в окружающий горный массив. Требуемое давление сжатого воздуха зависит от внешнего гидростатического давления, давления грунта, глубины заложения тоннеля относительно уровня грунтовых или поверхностных вод, пористости и водонепроницаемости грунта. Давление воды и грунта изменяется по высоте тоннеля от минимального в кровле до максимального в лотке, а давление сжатого воздуха остается практически

постоянным. В связи с этим возникает опасность прорыва воды в тоннель или сжатого воздуха в грунт.

Подводно-строительные работы оказывают крайне негативное влияние на человека, приводя к кессонной болезни. Негативное воздействие на человека минимизируют путем регулирования времени шлюзования и вышлюзовывания, продолжительности рабочей смены, а также поддержания нормальных температурно-влажностных условий в рабочей зоне.

Однако помимо вредного воздействия на человека подводно-строительные работы оказывают существенное воздействие на состояние непосредственно окружающей среды.

Строительство подводных тоннелей *буровзрывным способом* может сопровождаться развитием гидроударных волн (ГУВ), которые влекут образование зоны повышенного давления и резкое увеличение плотности воды. При наличии скального основания часть энергии взрыва отражается, усиливая интенсивность ГУВ. Применительно к массе заряда это усиление выражается 10–30%.

Гидроударные волны характеризуются большими величинами давления и сравнительно малой продолжительностью периода сжатия. Этим определяется опасность взрывов для живых организмов. В отличие от высокой опасности для ихтиофауны ГУВ при достаточно глубоком размещении зарядов не представляют существенной опасности для людей и представителей животного и растительного мира на поверхности, вблизи воды. Это объясняется тем, что акустическая жесткость воды в 3400 раз больше акустической жесткости воздуха, вследствие чего ГУВ практически не переходят в ударно-воздушную волну (УВВ).

При частоте 10–60 Гц или в области инфразвука УВВ сильно воздействуют на людей и животных, вызывая (при перепаде давления в 1 МПа) головокружение и головные боли. Одновременно с низкочастотными возникают колебания высокой звуковой частоты, негативно влияющие на фауну водоема.

Одной из практических мер инженерной защиты окружающей среды от гидроударных волн является создание пузырьковой завесы, способствующей снижению удельной энергии гидроударных волн. Мероприятиями по защите ихтиофауны могут служить:

- применение скважинных и шпуровых методов заряжания с забойкой за отгороженными от воды перемычками;
- использование короткозамедленного взрывания для уменьшения массы одновременно взрываемых ВВ;
- для отпугивания рыб целесообразно применение акустических колебаний в диапазоне частот биологического происхождения.

Экологические требования при способе строительства подводных тоннелей *методом опускных секций* затрагивают выбор места расположения тоннеля, глубину его заложения, способ изготовления секций и технологию производства строительных работ.

Воздействия на окружающую среду в первую очередь зависят от выбора способа транспортирования секций к месту опускания, способа по-

гружения их в проектное положение и технологии вскрытия подводного котлована и обратной засыпки готового тоннеля.

Производство подводно-строительных операций нарушает режим водотока, условия судоходства, сопровождается шумом, газо- и пылевыделениями работающего оборудования.

Проложенный на небольшой глубине под дном водного препятствия тоннель создает преграду для подруслового потока, изменяя сечение русла и фильтрационный режим. Возрастание градиента и скорости фильтрации, увеличение объемов фильтрации грунтовой воды в водоток и инфильтрации поверхностных вод в грунтовую толщу могут явиться причиной существенных фильтрационных деформаций грунта, что в свою очередь влечет за собой неравномерные осадки и деформации конструкций тоннеля, нарушение его устойчивости и в конечном итоге развитие аварийных ситуаций.

Мероприятия инженерной защиты при данном способе строительства включают постоянный контроль и прогноз возможных фильтрационных деформаций и способы их предотвращения и ликвидации.

17.4. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ БУРОВЗРЫВНОМ СПОСОБЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

Все большее значение в практике подземного строительства приобретает *взрывной метод* работ. При этом для строителей главное значение имеет направленный выброс породы с целью создания выработки определенных размеров. Инженерно-геологическое обоснование целесообразности таких мероприятий требует соответствующего изучения состава и свойств породы, подлежащих быстрому перемещению. Примером недостаточного учета геологических условий может служить строительство канала в Голодной степи, где в результате взрывных работ образовалась длинная полоса болот. Энергетическая встряска лессовых пород взрывом привела к мгновенному переходу грунта в жидкий коллоидный раствор, который затопил образовавшуюся выемку. Впоследствии изучение таких отложений показало, что разжижение лесса при взрыве происходит только при влажности более 25%. Была найдена рациональная мера инженерной защиты: для создания уплотнения взрывы производились в твердых, но влажных породах. Первый взрыв создает жидкую массу грунта с небольшим слоем воды на поверхности и как бы отжимает лишнюю влагу, после испарения или искусственного удаления которой производят второй взрыв. В этом случае ложе канала становится более прочным и долговечным.

Действие взрыва, как правило, распространяется далеко за пределы зоны, в которой выполняется полезная работа. Образуется еще одна зона, границы которой находятся на таком удалении от взрыва, на котором напряжения не превосходят предела упругих деформаций. Эту зону называют зоной неупругого поведения среды или зоной упругого состояния породы. Обе зоны участвуют в формировании сейсмических колебаний, которые могут обладать значительной

разрушительной силой на значительном удалении от места проведения работ. Под действием взрыва порода претерпевает различные виды остаточных деформаций: от пластических до полного разрушения и образования микротрещин. При строительстве промышленных объектов известны случаи, когда вредное сейсмическое действие взрыва не проявляется сразу после взрывных работ. При этом в зону сейсмического очага взрыва может попадать часть зданий или сооружений. Поскольку в этой зоне всегда происходят остаточные деформации, со временем под действием атмосферных осадков и статических нагрузок возможны просадки грунта под фундаментами. В таких случаях деформации в стенках зданий или сооружений могут быть весьма похожи на деформации при просадке грунта.

При взрывах в *подземных условиях* вредному действию сейсмических волн подвергаются в первую очередь подземные горные выработки, попадающие в зону сейсмического очага взрыва. В результате неизбежно возникают деформации. Недостаточное внимание мерам обеспечения устойчивости выработок и отсутствие должного контроля приводят к отслоениям заколов и обрушениям выработок.

Производство взрывных работ при строительстве подземных сооружений сопряжено с возникновением в воздушной среде ударных воздушных волн (УВВ), которые формируются также при взрывах метановоздушных и пылевых смесей и при обрушении пород в подземных горных выработках.

Ударная воздушная волна распространяется со скоростью, превышающей скорость звука, на значительные расстояния, оказывая воздействие на человека и окружающую среду. По мере перемещения в воздушном пространстве УВВ теряют свою интенсивность и скорость распространения, затухают и постепенно переходят в звуковые волны. Интенсивность воздействия УВВ наиболее существенна при производстве массовых взрывов в подземных горных выработках. При короткозамедленном взрывании зарядов взрывчатых веществ формируются серии ударных воздушных волн, следующих одна за другой, воздействие которых проявляется в эффекте вибрации. Таким образом, ударно-воздушные волны сочетают в себе компоненты как шумового, так и вибрационного загрязнения окружающей среды.

При взрыве *небольших зарядов ВВ* продолжительность воздействия ударных воздушных волн носит импульсный характер, от которого при давлении менее 10 кПа люди практически не получают повреждений.

При *продолжительном воздействии УВВ* (от 20 до 200 мс) и давлении от 20 до 40 кПа возникают контузии, при более высоких давлениях могут иметь место разрывы барабанных перепонок.

При взрывах *больших зарядов ВВ*, производимых на значительных расстояниях от места восприятия, опасность представляет не только давление, но и скорость воздушного потока, перемещающегося за фронтом волны. В результате люди получают травмы при падении, горные выработки, различные сооружения и оборудование разрушаются или преждевременно выходят из строя.

По частоте колебаний воздуха УВВ могут быть звуковыми и инфразвуковыми. Они представляют опасность для остекленных зданий на поверхности, могут превосходить допустимые пределы колебаний в звуковом диапазоне и создавать дискомфортные условия для человека и окружающих природных комплексов, а в некоторых случаях могут явиться источником недопустимых колебаний элементов зданий и других инженерных сооружений.

Возникающие при взрывном способе строительства *подземных сооружений* инфразвуковые колебания могут вызвать серьезные поражения людей, находящихся в зоне очага взрыва. При воздействии на людей волн с перепадами давления в 4000 ГПа в 99 % случаев возможен смертельный исход. При перепаде давления на фронте волны в 200 ГПа могут быть нарушены барабанные перепонки, а разрыв перепонок наблюдается при избыточном давлении на фронте УВВ в 350–1050 ГПа в зависимости от положения головы к фронту волны.

При формировании ударно-воздушных волн при строительстве выработок буровзрывным способом образуются вибрационные колебания, которые разрушающе влияют на массив вмещающих подземное сооружение горных пород, земную поверхность и способствуют интенсификации геологических процессов.

Разница в давлении, испытываемом различными поверхностями строящегося сооружения при взаимодействии с УВВ, создает нагрузку на сооружение в целом. В случае если продолжительность действия избыточного давления больше периода собственных колебаний сооружения, разрушающее действие определится избыточным давлением. Если оно меньше периода собственных колебаний сооружения, то давление за фронтом упадет за этот короткий период настолько, что сооружение не успеет сдвинуться с места. Однако под действием фазы сжатия сооружение приобретает некоторое количество движения (рис.17.3). Подобные колебания могут дать толчок развитию просадок поверхности и образованию мульды оседаний.

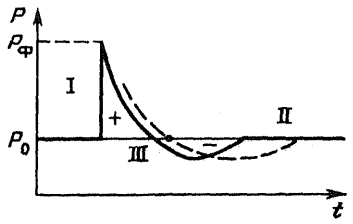


Рис. 17.3. Изменения давления при прохождении ударной воздушной волны (УВВ):
P_0 — начальное давление; $P_ф$ — давление на фронте разрушения; t — время; I, II, III — фазы изменения давления

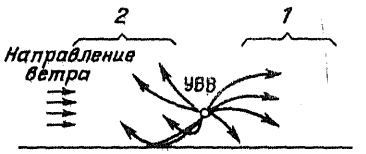


Рис. 17.4. Отклонение лучей УВВ и звуковых волн:
1 — по ветру; *2* — против ветра

Метеорологические условия могут способствовать усилению, фокусировке и изменению направлений ударных воздушных волн. При ветре УВВ изменяют направление (рис. 17.4) и создаются зоны тени, в которых как по ветру, так и против ветра может наблюдаться снижение действия УВВ. Такое образование зоны тени может наблюдаться и при спокойном воздухе под влиянием инверсионных слоев в атмосфере.

При встрече с преградой УВВ отражается, что может привести к усилению ее действия в несколько раз. Этим определяется повышенная опасность проявления ударно-воздушных волн в подземных выработках, где для человека опасно не только давление на фронте волны, но и скорость движущегося за фронтом УВВ потока воздуха. Такие случаи, например, неоднократно происходили на подземных рудниках при ликвидации взрывами застреваний руды в дучках и при дроблении негабарита.

При взрывном способе строительства *открытых горных выработок* негативное влияние данного способа на окружающую среду проявляется, кроме того, в образовании большого количества пыли и ядовитых газов. При взрывах на карьерах зарядов общей массой 200—300 т граммонита или тротила объем пылевого облака достигает 20 млн м^3 и дальность его распространения превышает 15 км. При этом в атмосферу выбрасывается более 2 тыс. м^3 ядовитых газов (в пересчете на условный оксид углерода) и около 180 т пыли.

При *огневом способе взрывания* в осевшей и особенно витающей пыли содержатся полициклические ароматические углеводороды, многие из которых канцерогенны. Оксиды азота и углерода могут удерживаться в атмосфере выработки в течение месяца и более. Пыль, адсорбировавшая ядовитые газы, усиливает развитие силикоза в 2—3 раза.

Основная масса пыли выбрасывается из выработок и засоряет окружающее пространство, остальная часть остается во взорванной горной массе, загрязняя атмосферу при выемке и перегрузке горных пород.

На *подземных рудниках* нередко случались отравления рабочих при массовых взрывах. При совмещенной схеме строительства ядовитые газы при взрывах в карьерах могут попадать в подземные выработки, что влечет за собой тяжелые последствия.

При массовых взрывах при строительстве *открытых выработок* высота газопылевого облака достигает 1600 м. Концентрация оксида углерода в его верхней части достигает 0,04% и диоксида азота — 0,007% (через 2—3 мин после взрыва). Время рассеивания облака может составлять 0,5 ч.

Для людей сразу после взрыва наибольшую опасность представляют ядовитые газы, выделяющиеся из отбитой породы. При взрывных работах в подземных выработках проявления ядовитых газов могут быть замечены позднее, чем УВВ. Поскольку на дальность распространения ядовитых газов местные сопротивления влияют меньше, они в ряде случаев распространяются на более дальние расстояния, чем УВВ. Это вызывает необходимость определения границ опасных зон при взрывных работах с учетом газового фактора.

Формирование УВВ характеризуется образованием зоны уплотненного и разогретого воздуха. Это влечет повышение температуры атмосферы, что в сочетании с поступлением значительного количества газов в нее способствует развитию «парникового эффекта».

Разлет кусков горной породы при взрывах на земной поверхности со скоростью 150 м/с и более периодически приводит к несчастным случаям, в том числе групповым.

Применение взрывного метода для строительства *подводных тоннелей* сопровождается гибелью морской флоры и фауны и образованием гидроударных волн. При взрыве заряда тротила в прилегающем к заряду слое воды давление на фронте гидроударной волны превышает 1000 кПа и плотность воды резко возрастает. В случаях взрывов на скальном основании и в скважинах, находящихся в воде, часть энергии отражается, усиливая интенсивность волны.

Подобные разрушительные воздействия взрывов на окружающую среду требуют тщательной разработки мероприятий ее инженерной защиты.

Наиболее эффективным средством защиты живых объектов являются определение зон, опасных по действию УВВ и разлету кусков горной породы, своевременное удаление из этих зон людей и животных.

Определение безопасных условий по *газопылевому фактору* базируется на методике расчета безопасного расстояния от места взрыва в *подземных выработках*:

$$r_{\text{газ}} = \frac{1{,}6\, S_{\text{с}} \left(\dfrac{\lg b - \lg \dfrac{\alpha}{\lg [Q_{\text{з}}/V_{\text{п}}\, b_{\text{а}}]} - 0{,}365}{k_{\text{газ}}} \right) - V_{\text{б}}}{S_{\text{с}}},$$

где $r_{\text{газ}}$ — безопасное расстояние от места взрыва в сторону входящего потока воздуха, м; $S_{\text{с}}$ — средневзвешенное сечение орта заезда и откаточного штрека, а также промежуточного штрека, м^2; $Q_{\text{з}}$ — масса заряда, кг; $V_{\text{п}}$ — объем подсечного пространства до взрыва, м^3; $V_{\text{б}}$ — объем рабочих выработок блока, в котором произведен взрыв, м^3; $b_{\text{а}}$, α, b, $k_{\text{газ}}$ — коэффициенты, характеризующие свободные полости.

Для уменьшения концентраций выделения в атмосферу выработки и в природную атмосферу газов, кроме подбора соответствующих ВВ, практикуют интенсивную вентиляцию мест взрывов, связывание газов водой и специальными составами.

Для борьбы с пылью осуществляют систему мероприятий, аналогичную мероприятиям по борьбе с газами. Эффективной является гидропаста, значительно сокращающая выход пыли.

Мероприятиями по защите атмосферы при строительстве подземных сооружений буровзрывным методом являются:

1) интенсивное орошение мест взрывов;

2) использование искусственной вентиляции для интенсификации проветривания взорванных блоков;

3) применение малогазовых ВВ с нулевым или близким к нему кислородным балансом;

4) технологические способы;

5) нейтрализующие добавки в забойку или в ВВ;

6) повышение эффективности естественного проветривания;

7) водяная забойка (внутренняя и внешняя).

17.5. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ СПОСОБОМ СТЕНА В ГРУНТЕ

Способ стена в грунте является высокоэффективным при строительстве подземных сооружений в условиях городской застройки и в сложных гидрогеологических условиях. В связи с этим к нему предъявляются повышенные требования с точки зрения обеспечения сохранности окружающей среды. Возведение стены в грунте следует осуществлять таким образом, чтобы свести к минимуму нарушения городской среды, предотвратить загрязнение воздушного бассейна, поверхностных и подземных вод, обеспечить устойчивость расположенных поблизости зданий, их фундаментов и инженерных коммуникаций, исключить осадки грунтового массива и земной поверхности.

Одним из основных требований является применение инженерных мер по снижению уровня шума и вибрации до допустимого уровня. Это требование особенно актуально при сооружении стены в грунте методом буронабивных свай. Монтажные краны, компрессоры, экскаваторы и другие машины должны иметь защитные средства по гашению шума и вибрации, чтобы уровень их в жилых и общественных зданиях не превышал допустимых значений, установленных санитарными нормами (СНиП II–23–77 «Защита от шума» и ГОСТ 12.1.003–83 «ССБЕ–Шум — Общие требования безопасности»).

С целью предотвращения загрязнения воздушного бассейна при строительстве подземных сооружений в жилых и промышленных зонах следует применять машины, механизмы и оборудование с электроприводами или оснащенные газоочистителями.

Особую опасность при строительстве способом стена в грунте для окружающей среды представляет загрязнение и истощение запасов подземных вод. Именно это накладывает ограничения на применение данного способа строительства. При большой скорости движения подземных вод, а следовательно, и больших градиентах фильтрации в районе строительства могут возникнуть утечки глинистого раствора, что отрицательно сказывается как на состоянии подземного водного бассейна, так и на технологическом эффекте: исключается возможность образования экрана на стенках траншеи.

При наличии напорных вод с давлением, превышающим гидростатическое давление в траншее, она начинает работать как дрена. В результате естественный уровень подземных вод резко изменяется, что в свою очередь может привести к образованию депрессионных воронок и про-

садкам земной поверхности. Глинистый раствор, вымываемый грунтовыми водами, выносится в подземные резервуары, которые гидравлически связаны с поверхностными водотоками. В результате ценным запасам пресных вод, которые и без того ограничены, угрожает загрязнение и истощение.

Как правило, глинистые растворы содержат различные химические добавки, способствующие стабилизации и увеличению скорости схватывания растворов. Эти добавки также выносятся грунтовыми водами, фильтрующимися по направлению к подземному сооружению, обеспечивая химическое загрязнение гидросферы.

В связи с этим при возведении стен в грунте для протяженных подземных сооружений в водонасыщенных грунтах необходимо предусматривать меры, исключающие нарушение режима грунтовых вод и обеспечивающие сохранность естественного уровня. Для выбора мероприятия инженерной защиты определяют направление движения грунтовых вод, возможность образования подпора, его величину и область распространения и связанные с этим возможные нарушения окружающей среды. Одной из наиболее радикальных защитных мер является создание в теле стены в грунте специальных «окон» из дренирующих материалов или укладка дренажных труб для свободного пропуска грунтовых вод через стену.

Опасность загрязнения вод поверхностного стока возникает уже при отведении строительной площадки и подготовительных работах на поверхности. В результате работы оборудования в почву и воды поступает значительное количество бензина, масел, масляных и нефтяных веществ, компонентов цементного и глинистого растворов и т.п. Дождевая вода разносит их на значительные территории, вызывая обширное загрязнение почв, растительности, водоемов, а при дальнейшем испарении и воздушного бассейна.

Во избежание загрязнения городских водоемов предусматривают раздельное отведение со строительной площадки нормативно чистых грунтовых вод и загрязненных производственных сточных вод. Допускается сброс грунтовых вод в дождевую канализацию без предварительной очистки, если концентрация в них нетоксичных взвесей, масляных и нефтяных веществ не превышает предельно допустимой.

Производственный сточные воды, содержащие глинистый и цементный растворы, бензин, масла и т.п., должны быть подвергнуты тщательной очистке через грязеотстойники, бензомаслоуловители и биофильтры. В итоге содержание вредных примесей в производственных сточных водах, удаляемых со стройплощадки, не должно превышать пределов, регламентируемых СН 496–77 «Временная инструкция по проектированию сооружений для очистки поверхностных сточных вод» и Правилами охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами.

Для обеспечения устойчивости грунтового массива, зданий, сооружений и инженерных коммуникаций вблизи строящегося подземного сооружения принимают разнообразные конструктивно-технологические меры защиты, направленные на устранение причин развития сдвижений

и деформаций и касающиеся главным образом технологии производства работ.

Одной из действенных мер инженерной защиты окружающей среды на всех этапах строительства подземного сооружения способом стена в грунте и в процессе его эксплуатации является мониторинг, включающий оценку и анализ напряженно-деформированного состояния конструкций стены в грунте, измерение сдвижений и деформаций породного массива, земной поверхности, зданий, сооружений и подземных коммуникаций, наблюдения за изменениями инженерно-геологических условий, за колебаниями уровня грунтовых вод и т.п. Наблюдения за процессом сдвижений и деформаций породного массива, земной поверхности, зданий, сооружений и инженерных коммуникаций вблизи подземного сооружения включают систематические измерения вертикальных и горизонтальных смещений, фиксацию всех видимых дефектов и повреждений элементов зданий, сооружений и инженерных коммуникаций, находящихся в зоне влияния строящегося подземного объекта. Измерения оседания поверхности земли, породного массива и зданий производят путем нивелирования соответственно поверхностных и глубинных реперов, заложенных рядом со стеной в грунте, как в пределах, так и за пределами призмы обрушения. Параллельно проводят систематические наблюдения за соответствием фактических инженерно-геологических условий проектным данным в части изменения мощности и состава напластований грунтов, их физико-механических свойств, колебаний уровня и режима грунтовых вод.

Мониторинг является основой выбора мероприятий инженерной защиты окружающей среды и подземного объекта в данном районе, так как позволяет быстро скорректировать технологические приемы и методы предотвращения нанесения необратимого ущерба городской среде и экологической системе в целом.

17.6. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ ЕМКОСТЕЙ СПОСОБОМ ВЫЩЕЛАЧИВАНИЯ

Способ выщелачивания является прогрессивным методом, характеризующимся существенно меньшим экологическим ущербом окружающей среде по сравнению с горным способом, однако и ему присущи недостатки, связанные с нарушением баланса сложившейся в данном регионе экологической системы. *Достоинствами* этого способа являются: отсутствие необходимости в отторжении из землепользования всей территории строительства; отсутствие отвалов пустых пород; более высокие темпы рекультивации поврежденных участков земной поверхности в связи с исключением трудоемких операций по заполнению выработанных пространств породой и меньшей площадью восстановления плодородия почв, чем при открытых способах строительства; подземное растворение солей, при котором работа геотехнологических систем ведется в замкнутом циркуляционном цикле, позволяет в значительной степени предотвратить вредные воздействия на окружающую среду.

Нарушения окружающей среды связаны с основными этапами технологического цикла. Основными видами воздействия являются:

- нарушение целостности массива горных пород;
- локальные нарушения динамики подземных вод;
- нарушения рельефа земной поверхности;
- относительно кратковременное отчуждение земель.

В технологии подземного выщелачивания геотехнологический комплекс объединен единой системой циркуляции рабочей жидкости по стволам водоподающей и рассолоподъемной труб, участку массива горных пород, предназначенному под создание подземной емкости, трубопроводам на поверхности и перерабатывающей установке.

При определенных условиях в результате изменения напряженного состояния массива по сравнению с исходным может возникнуть горный удар. При водоструйном методе строительства могут развиться трещины гидроразрыва, которые будут являться активными проводниками раствора в окружающую среду.

Гидроразрыв представляет собой хрупкое разрушение пород с расширением природных и образованием новых трещин в результате растягивающих или сдвигающих деформаций массива под влиянием давления рабочей жидкости, приложенного к его обнажению — стенке скважины, а далее к берегу растущей трещины. При этом избыточный объем жидкости служит гидравлическим клином.

С целью удержания трещин гидроразрыва от смыкания после прекращения закачки вместе с жидкостью необходима закачка твердого материала.

Негативные последствия метода выщелачивания для экологии заключаются в том, что после создания выработки в массиве вмещающих горных пород остаются остаточные рабочие растворы с компонентами мобилизации, которые являются потенциальными объектами ущерба подземной гидросферы.

В связи с тем что технология строительства подземных емкостей способом выщелачивания включает цементацию затрубного пространства и использование глинистого раствора для предотвращения размыва стенок скважины при подходе забоя к соляному пласту, возможно попадание компонентов составляющих цемента и глинистого раствора в резервуары подземных вод, гидравлически связанные с наземными водоемами. Это способствует ухудшению качества вод и их истощению. К тем же последствиям ведет попадание соленасыщенного раствора в водоемы.

Таким образом, охрана гидросферы является наиболее актуальным вопросом при строительстве емкостей способом выщелачивания: большая водоемкость метода как в отношении потребления пресной воды, так и сброса минерализованных стоков обусловливает загрязнение подземных вод за счет потерь рабочих агентов и продуктов их реакции за контуром разработки.

В ряде случаев технология выщелачивания предусматривает применение волн звукового диапазона для интенсификации процесса растворения. Несмотря на высокий технологический эффект такого воздействия

он может представлять потенциальную опасность осадки земной поверхности под воздействием образующихся колебаний.

Типовые природоохранные мероприятия включают следующие процедуры по ограничению, предупреждению и ликвидации ущерба:

- выбор пригодной для рекультивации или щадящей технологии;
- утилизацию растворов в технологическом цикле;
- рекультивацию водоносных горизонтов;
- подземное захоронение остаточных растворов.

Требования к методу строительства подземных емкостей способом выщелачивания сводятся в основном к защите водоносных горизонтов от загрязнения рассолами и рекультивации полей обращения в случае недостаточной глубины разработки и прочности покрывающих пород.

17.7. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ ВОДОПОНИЖЕНИИ

Сжатие горных пород под влиянием водопонижения давно изучается инженерами-геологами в связи с сопутствующим ему оседанием поверхности. Многочисленные осадки земной поверхности, измерявшиеся метрами и вызывавшие деформации наземных сооружений, заболачивание, наступление моря на сушу и другие негативные явления наблюдались в штатах Калифорния и Техас (США), городах Мехико, Токио, Бангкок, Венеция и др.

Основной негативный эффект от водопонижения при строительстве подземных сооружений проявляется в нарушении равновесия системы «грунт — грунтовая вода», которое в зависимости от условий водопонижения и свойств грунта может явиться причиной следующих явлений: просадки грунтов на значительных территориях в районе строительства за счет откачки воды из верхних слоев грунта и выноса мельчайших частиц; изменения грузонесущей способности породы, вмещающей подземный объект; возникновения отрицательных сил трения при высыхании связных грунтов; осадку зданий, сооружений, транспортных магистралей на поверхности и подземных коммуникаций; изменения рельефа местности и нанесения вреда ландшафту, рыбному и лесному хозяйству и т.п.

Снижение уровня грунтовых вод приводит к образованию в породе сил, способствующих уплотнению грунта. Степень осадки и уплотнения зависит от физико-механических свойств грунта, его структуры, взаимного пространственного расположения отдельных слоев.

При водопонижении возникает дополнительная нагрузка на грунт ΔP, Па, определяемая формулой

$$\Delta P = \rho_a g \Delta S,$$

где $\rho_a = \rho_п - \rho'$, $\rho_п$ — плотность грунта после осадки, кг/м^3; $\rho_п = \dfrac{(1 + W)\rho_з}{1 + \varepsilon} = (1 - n)\rho_з (1 + W)$; ρ' — плотность грунта во взвешенном

состоянии в воде, кг/м^3; $\rho' = \rho_1 - \rho_в = \frac{\rho_2 - \rho_в}{1+\varepsilon} = \frac{\rho_3 - \rho_в}{1+\varepsilon} = (1-n)(\rho_3 - \rho_в)$; ρ_1 — плотность грунта, насыщенного водой, кг/м^3; $\rho_в$ — плотность воды, кг/м^3; ρ_2 — плотность грунта в сухом состоянии, кг/м^3; ε — коэффициент пористости; $\varepsilon = \frac{n}{100-n}$; ρ_3 — плотность скелета грунта, кг/м^3; n — пористость, %; W — влажность; ΔS — осадка в выбранной точке, м.

Именно дополнительные нагрузки обусловливают осадки грунта, величина которых определяется его прочностью, характеристиками слоев грунта и их взаиморасположением.

Осадки грунта по радиусу депрессионной воронки являются функцией понижения уровня воды или функцией характеристик грунта в рассматриваемой точке.

В более точной трактовке осадка соответствует разности между сжатием скелета грунта под влиянием дополнительных эффективных напряжений и упругим расширением минеральных зерен при снижении гидростатического давления.

На первых стадиях процесс осадки контролируется фильтрационными свойствами пород — скоростью рассеивания избыточного порового давления, на заключительных стадиях имеет место вторичная консолидация, обусловленная ползучестью минерального скелета. Применительно к этому процессу термин «фильтрационная консолидация» может быть использован с определенной долей условности, в связи с отсутствием избыточного порового давления, вызванного ростом нагрузки и течением процесса при практически неизменной общей нагрузке и постепенном падении исходного гидростатического давления по мере распространения фильтрационной волны от водоносного горизонта в глубь массива относительно водоупорных пород.

При ведении строительных работ *открытым способом* водопонижение может явиться причиной повсеместного оплывания откосов карьера, сопровождающегося суффозным выносом мелких фракций песка. Фильтрационный вынос песка зависит от углов откоса: так, при угле более 30—45° вынос происходит достаточно интенсивно, затухая при снижении углов откоса ниже 30°. Водопонижение на открытых работах, как правило, является причиной оползней. Это объясняется тем, что гидростатическое давление и гидродинамическое давление, обусловленное напорами в водоносных горизонтах лежачего бока, уменьшают эффективное давление в глинистых породах, залегающих в подошве выработки, и способствуют их разуплотнению.

По окончании водопонижения могут возникнуть деформации сооружения из-за подъема грунта. Причиной этого является концентрация связных грунтов в определенных местах из-за разгрузки слоев грунта, находившихся в сильно нагруженном состоянии.

Возникающие при отключении системы водопонижения напоры быстро передаются трещиноватым породам, вызывая развитие фильтрационных деформаций.

Мероприятия инженерной защиты при водопонижении должны обязательно согласовываться с отводом воды и со всей системой дренажа. При этом в ряде случаев целесообразно применение единых водоотливных средств путем использования общих водосборников и насосов. При открытом способе строительства необходимо подбирать защитные мероприятия с таким расчетом, чтобы предотвратить свободное стекание высачивающихся вод по откосам бортов карьеров. Несоблюдение этих требований приводит к развитию различного рода деформаций, начиная с размыва откосов и кончая оползнями уступов набухающих глинистых пород.

Таким образом, негативный экологический эффект от водопонижения связан с осадками земной поверхности, нарушением режима миграции подземных вод, развитием фильтрационных деформаций и другими сопутствующими явлениями.

В связи с этим водопонижение при подземном строительстве, особенно в условиях городской застройки, должно тщательно планироваться с прогнозом отрицательных последствий на окружающую среду и подбором альтернативных мероприятий инженерной защиты, где это возможно и целесообразно.

17.8. СТРАТЕГИЯ СНИЖЕНИЯ И ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ ОПАСНОСТИ ПРИ ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Подземное строительство оказывает воздействия на окружающую среду, вызывая в ней те или иные изменения, угрожающие здоровью и жизнедеятельности людей и приводящие к негативным преобразованиям экологической системы Земли в целом.

Существующая в настоящее время практика природоохранной деятельности основывается на нормировании воздействий и прогнозе изменений в окружающей природной среде.

Социально-экономические и градостроительные перспективы все в большей степени определяются санитарно-гигиеническим состоянием окружающей среды, возможностью биосферы компенсировать неблагоприятное воздействие техногенных факторов, в том числе связанных с интенсифицирующимся производством.

Санитарно-гигиеническое состояние окружающей среды нормируется установлением предельно допустимых концентраций (ПДК) вредных веществ, ориентировочных безопасных уровней воздействия (ОБУВ), ориентировочных допустимых норм (ОДУ), предельно допустимого сброса вредных веществ в водный объем, Санитарных правил и норм и т.п.

Перечисленные нормативы открывают практические возможности для оценки санитарно-гигиенического состояния среды при строительстве и эксплуатации любого промышленного объекта и перспективы оптимизации техногенной деятельности.

Прогнозирование занимает важное место в практике подземного строительства и является конечной целью проведения всех видов полевых, лабораторных и камеральных изысканий.

Инженерно-геологический прогноз — это предсказание места, интенсивности и сроков изменения геологической среды под влиянием горно-строительной или хозяйственной деятельности человека. Получение достоверного инженерно-геологического прогноза невозможно без учета конкретных техногенных факторов, действующих на изучаемой территории.

Инженерно-геологические прогнозы при проектировании и строительстве подземных сооружений имеют ряд особенностей по сравнению с другими видами техногенного воздействия на природу. Эти особенности связаны главным образом с ограниченностью объемов изысканий и получаемой информации.

В этих условиях к прогнозируемым параметрам относятся состав и свойства породы, гидрогеологические условия по трассе подземного объекта, возможности развития неблагоприятных геологических процессов (горное давление, пучение пород, прорывы воды, плывунов и газа, изменение температурных условий и др.).

Из-за сложности и взаимосвязанности процессов, развивающихся между подземными объектами и окружающей средой, не все они поддаются точным прогнозам: для большинства из них возможна лишь оценка качественных изменений.

Различают несколько видов прогноза.

1. Устанавливающий — выделение существенных, но неизвестных до своего завершения или внешнего проявления процессов. К этому виду относятся прогнозы геологического строения, гидрогеологических условий и геологических процессов в пределах предполагаемого района подземного строительства.

2. *Ретроспективный* — объяснение условий возникновения какого-либо процесса или явления в прошлом, например, систем карстовых полостей и трещин, древних оползней и т.п., причин катастроф или аварий существующих сооружений.

3. *Перспективный* — предсказание событий, процессов или явлений, которые не известны в настоящее время и не наблюдались ранее, но могут возникнуть в изучаемом породном массиве или в районе исследований при определенном техногенном воздействии. Перспективный прогноз базируется на анализе взаимодействия в системе «подземное сооружение — массив горных пород» и выявлении связей между обеими частями системы, которые выражаются в развитии геологических процессов.

По длительности периода, охватываемого прогнозом, различают:

- *долгосрочные прогнозы* на десятки и стони лет (срок, соизмеримый с длительностью существования и эксплуатации сооружения);
- *заблаговременные прогнозы* на несколько лет (на сроки, сопоставимые с временем строительства и дающие возможность осуществить необходимые мероприятия инженерной защиты);

• *прогнозы на ближайший год или сезон* (срок, определяемый только возможностями некоторых методов прогноза или потребностями строительства);

• *краткосрочные прогнозы* на несколько месяцев или дней (дают возможность вывести людей и эвакуировать оборудование из опасной зоны при катастрофическом развитии процесса);

• *экстренные предупреждения* за несколько часов или минут до аварии, чтобы избежать человеческих жертв.

Существуют *безотносительные ко времени прогнозы*, которые составляют в расчете на неблагоприятное стечение обстоятельств или события, происходящие непредсказуемо и мгновенно (например, катастрофический внезапный прорыв воды в горную выработку, землетрясения, обрушения, обвалы и т.п.).

Следующим этапом после прогноза является моделирование.

Моделированием называется воспроизведение процессов и явлений на основе законов подобия. Существуют:

• абсолютное подобие, требующее совпадения всех критериев;

• приближенное, неполное подобие, которое дает возможность включить в сферу моделирования сложные процессы инженерной геологии.

В практике подземного строительства для прогнозирования применяют все виды моделирования: натурное, лабораторное, логическое, математическое, знаковое.

Натурное моделирование заключается в установлении подобия процессов, явлений и строения природных комплексов между объектом прогноза (оригиналом) и натурной моделью (аналогом). Натурные модели позволяют воспроизвести не только состояние, но и изменившиеся под воздействием сложных динамических нестационарных условий ситуации.

При *лабораторном моделировании* подобие модели оригиналу заранее обеспечивается условиями опыта и структурой модели. Модели этого типа позволяют раздельно изучить те факторы, которые в природной обстановке действуют совместно.

К методам лабораторного моделирования относятся: воспроизведение напряженного состояния массивов горных пород, методы эквивалентных материалов, механических моделей, электрогидродинамических аналогий и т.п.

Обработка результатов массовых испытаний свойств грунтов приводит к созданию *статистических моделей*, одной из разновидностей *логических моделей*. Последние представляют собой абстракции любых физических моделей (натурных и лабораторных).

К *знаковым моделям* относятся карты, схемы, разрезы, блок-диаграммы, воспроизводящие натуру в графическом виде.

Под инженерно-геологической знаковой моделью понимается обобщенное графическое изображение геологических и гидрогеологических условий и геологических процессов на участке конкретного подземного объекта.

Составление *специализированных моделей* основано на выделении «слабого звена» в системе «подземное сооружение — породный массив», т.е. на выявлении факторов, оказывающих решающее влияние на выбор технического решения.

Для каждого конкретного подземного сооружения необходима своя специфическая информация о строении массива, вмещающего это сооружение, о характере миграции подземных вод к объекту, о температурных и электромагнитных полях и т.п.

Поэтому исходные модели анализируют применительно к конкретным задачам проектирования и формируют их в частные модели, на которых необходимые элементы массива горных пород и несущих конструкций подземного сооружения представлены в нужном виде и с достаточной детальностью.

На основании одной или нескольких частных моделй, с учетом индивидуальных особенностей геологического строения и конструкции сооружения, строят еще один вид специализированных моделей — *расчетную модель*, отражающую только те элементы, которые могут быть учтены проектировщиками в расчетных схемах. Последние представляют собой схематизированное изображение сооружения с действующими на него нагрузками и силами в сочетании с характеристиками, определяемыми в расчетном сечении.

Изложенный материал позволяет заключить, что одним из главных аспектов стратегии снижения и предотвращения экологической опасности на стадии проектирования подземных объектов является выявление особенностей взаимодействия проектируемых сооружений с массивом горных пород и окружающей средой посредством проведения грамотного и тщательного прогнозирования и моделирования процесса взаимодействия и взаимовлияния всех элементов этой искусственной экосистемы.

При обработке материалов исследований на моделях возникает проблема перехода от данных, полученных при изучении техногенного воздействия в одной точке, к оценке этого воздействия на весь массив в целом. Исключение составляет натурное моделирование. При этом возникает так называемый масштабный эффект.

Под масштабным эффектом понимают наблюдающиеся в природе изменения механических, фильтрационных и других свойств горных пород в зависимости от исследуемого объекта. Характеристики механических свойств с ростом размеров образцов стремятся к постоянным значениям, поэтому в исследованиях для подземного строительства наблюдается тенденция к применению прямых и косвенных геофизических и механических методов определения свойств пород непосредственно в массиве.

Примером исследования на моделях из эквивалентных материалов может служить моделирование устойчивости забоя под влиянием обжатия свода в породу применительно к односводчатой станции «Площадь Мужества» (Санкт-Петербург). Для экспериментов использовался стенд высотой 1000 мм, шириной 100 мм и длиной 1250 мм. Применена двух-

слойная схема модели породы, при которой верхний слой — четвертичные отложения, нижний, где осуществлялась проходка, — протерозойские глины. Верхний слой в связи с малой устойчивостью пород и наличием на контакте с протерозойскими глинами водонасыщенной текучей супеси был заменен в модели компенсирующей равномерно распределенной нагрузкой.

В экспериментах рассматривалась плоская задача, длина выработки превосходила ширину более чем в 2 раза. Для моделирования взято сечение по продольной оси станции в шелыге криволинейной прорези. Моделировалась средняя часть калоттной прорези, где условия для устойчивости забоя наименее благоприятны.

Стенд с закатанной в него породой имел с одной стороны сплошную стенку из оргстекла с наклеенными на него постоянными неподвижными реперами, что обеспечивало возможность фотофиксации деформаций закатанных в породу марочек и микродинамометров по отношению к неподвижным реперам.

Другая часть стенда, набранная из швеллеров №10, в уровне проходимой выработки имела пластинки из оргстекла вместо двух швеллеров. Это позволило, вынимая пластинки, разрабатывать «породу» на заходку, кратную одной арке свода.

Для замера напряжений в породном массиве выше и ниже выработки были установлены 14 микродинамометров. Роль обделки на модели выполняли пластины из фанеры размером 100 × 25 × 8 мм. Для поддержания обделки использовали винтовые стойки, под башмаки которых закладывали тарированные жесткие динамометры, которые обеспечивали установку крепи с заданным усилием обжатия в породу и фиксировали изменение вертикального давления на обделку.

Обжатие обделки в породу осуществлялось вывинчиванием стойки до момента достижения заданного усилия.

Для сравнения деформаций породного массива при проводке с разным отставанием постоянной обделки от лба забоя в одних и тех же условиях эксперименты проводились в три этапа:

I — на первом участке проводку осуществляли заходками 5 см при расстоянии от собранной обделки до лба забоя перед монтажом очередных двух арок 10 см на модели. Арки монтировали без обжатия их в породу;

II — на втором участке проводку вели такими же заходками, но с обжатием обделки в породу двумя ступенями:

1) соответствующим разжатию арки в натуре усилием от первого домкрата (1,47 кН);

2) усилием от второго домкрата (2,94 кН);

III — на третьем участке проводку вели также по две арки с разжатием в два этапа с теми же условиями, как и на втором участке, но расстояние между обделкой и забоем было уменьшено до 50 см натуры, что соответствовало минимуму по условиям размещения блокоукладчика.

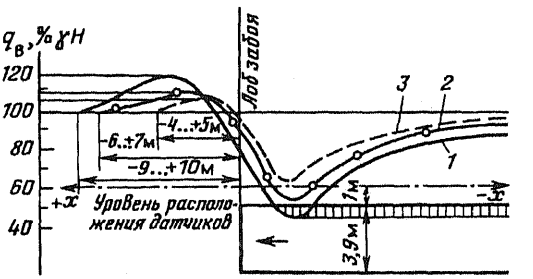


Рис. 17.5. Изменение давления в переднем массиве (на модели) под шелыгой свода по мере продвижения забоя: *1, 2, 3* — соответственно I, II, III этапы изменения давления

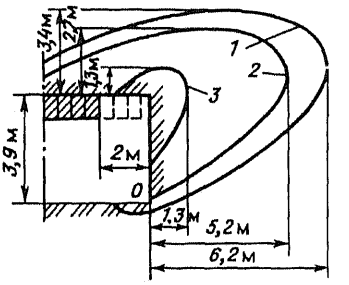


Рис. 17.6. Сравнительная схема границ области деформаций породного массива (на модели) при скорости проходки 30 м/мес: *1* — проходка без обжатия свода в породу с отставанием обделки от забоя 2 м; *2* — то же, с обжатием; *3* — то же, с обжатием при отставании свода от забоя 0,5 м

На всех участках стенда в сутки выполняли две заходки (через 6 и 18 часов) для получения сравнительной картины не только между участками с разной технологией проходки, но и внутри каждого участка при разном времени нахождения забоя без временной крепи.

Влияние проводки на породный массив выражалось в изменении давления в породе и деформации породного массива вблизи забоя в сторону выработки (рис. 17.5).

Области деформаций породного массива впереди и над забоем калоттной прорези в рассмотренных случаях представлены на рис. 17.6, что свидетельствует о преимуществе проводки с обжатием свода в породу и минимальным отставанием свода от лба забоя.

Приведенный пример наглядно демонстрирует, что моделирование как этап экологической стратегии позволяет посредством выбора наиболее рациональной технологии строительства и соответствующих мер инженерной защиты максимально снизить опасность появления необратимых изменений окружающей среды.

Этим же целям служит комплексная оценка воздействия на окружающую среду (ОВОС) при разработке и обосновании проекта строительства. Идеология ОВОС основывается на анализе последствий техногенной деятельности в районе ведения горно-строительных работ. Проект строительства при реализации оказывается «погруженным» в окружающую среду на конкретной территории, которая воспринимает техногенное воздействие от сооружаемого объекта. Некоторая часть этих воздействий подлежит нормированию и может быть ограничена определенными мерами инженерной защиты окружающей среды.

Однако практика показывает, что порог ПДК, как правило, безнадежно превышен, особенно в давно освоенных регионах. Поэтому применения только нормативного подхода к решению экологических проблем недостаточно. Наряду с использованием уже накопленного опыта в виде пороговых величин некоторых видов воздействия необходимо выявлять и учитывать экологические последствия реализации любой проектируемой деятельности. При этом речь идет не только об изменениях параметров соответствия природной среды, но и о социальных, экономических и других изменениях.

ОВОС включает выявление, оценку и анализ предполагаемых воздействий техногенной деятельности, изменений окружающей среды как результата этих воздействий и их последствий для общества. ОВОС оценивает последствия во всех аспектах окружающей среды, задавая в каждом конкретном случае определенные исследования, определяемые кругом выявленных последствий. Цели ОВОС можно сформулировать следующим образом:

- всестороннее рассмотрение предполагаемых выгод и потерь эколого-социально-экономического развития;
- выработка эффективных мер снижения уровня неблагоприятных воздействий на окружающую среду;
- разрешение экологических конфликтов на территориях в результате осуществления различных видов деятельности на общей территории;
- предоставление наиболее полной информации о возможных экологических, социальных и экономических последствиях принятия технических, технологических и других решений при подземном строительстве.

Таким образом, следующим стратегическим моментом снижения и предотвращения экологической опасности при подземном строительстве является составление экологической экспертизы в районе заложения подземного объекта, частью которой является ОВОС.

Инженерно-экологическая экспертиза выявляет вероятные экологические последствия строительства, функционирования и расширения предприятия по сравнению с желательным и допустимым состоянием природной среды.

Экспертиза включает в себя оценку долговременного воздействия подземного объекта на природные ресурсы, природные условия, факторы развития народного хозяйства и условия жизни людей в районе подземного строительства. Инженерно-экологическая экспертиза включает три этапа:

1. Рассмотрение задания на проектирование объекта и результатов изысканий, проведенных на месте предполагаемого строительства. Итогом этого этапа является оценка исходных данных, принятых в проекте, при расчете предполагаемого воздействия на природную и окружающую человека среду.

2. Оценка принимаемых технологических решений, характеристик оборудования и свойств материалов; установление возможности их применения в природных условиях места подземного строительства.

3. Оценка проекта в целом. При проведении инженерно-экологической экспертизы объекта наиболее целесообразным является наличие нескольких альтернативных решений для предполагаемого объекта строительства. Далее следует анализ природоохранных мероприятий и мер по восстановлению природной среды в каждом альтернативном решении и оценка их эффективности.

Таким образом, стратегия снижения и предотвращения экологической опасности при подземном строительстве базируется на учете всех уровней горно-строительного производства, начиная со стадии получения геологической информации, прогноза, моделирования, составления проекта строительства и заканчивая выбором эффективных мероприятий инженерной защиты окружающей среды при эксплуатации сооружения. Экологическая стратегия включает в себя также изучение динамики развития в пространстве и во времени искусственно сложившейся экосистемы «подземный объект — массив горных пород — окружающая среда», т.е. экологический мониторинг. Только четкое выполнение всех этапов экологической стратегии позволит исключить риск возникновения экологических катастроф и создать безопасные условия жизнедеятельности.

ГЛАВА 18
ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ГЕОМОНИТОРИНГА И ГЕОРАДАРОВ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

18.1. ГЕОРАДИОЛОКАЦИОННОЕ ПОДПОВЕРХНОСТНОЕ ЗОНДИРОВАНИЕ

Важнейшими факторами, повышающими надежность и безопасность строительства подземных объектов в сложных гидрогеологических условиях, являются точность и достоверность исходных данных при ведении изыскательских работ.

Повышение надежности строительства подземных сооружений в процессе строительства может быть достигнуто посредством применения геомониторинга с использованием георадаров для сканирования пустот и прогнозирования изменения свойств пород впереди забоя во вмещающем массиве.

Метод георадиолокационного подповерхностного зондирования (в общепринятой терминологии — георадиолокация) основан на изучении распространения электромагнитных волн в среде. Идея метода заключается в излучении импульсов электромагнитных волн и регистрации сигналов, отраженных от границ раздела слоев зондируемой среды, которые имеют различную диэлектрическую проницаемость. Георадар

ТР-ГЕО (ЗАО «Геологоразведка» г. Москва) предназначен для детектирования неоднородностей диэлектрической проницаемости исследуемой среды.

Область применения радара — среды с низким и умеренным поглощением: песчаные и песчано-глинистые грунты, гранит, известняк, глинистые грунты с низкой влажностью.

Георадар (ГР) используют для локации локальных и протяженных неоднородностей: областей увлажнения, границ раздела между геологически различными слоями, крупных валунов впереди проходческого щита, карстовых полостей, различных металлических и неметаллических коммуникаций (например, старых разведочных скважин), зон разломов в скальном грунте, аллювиальных врезов, плывунов и т.п.

В георадаре ТР-ГЕО использован импульсный метод зондирования. Короткий видеоимпульс формируется импульсным генератором и подается на вход передающей антенны. Импульс излучается антенной, распространяется в грунте, отражается от объектов, расположенных главным образом впереди антенного блока, и принимается затем приемной антенной. Приемная антенна располагается рядом с передающей и составляет с ней один блок. Принимаемый импульс имеет двуполярный вид с некоторым числом (два-три) небольших паразитных осцилляций. На рис. 18.1 представлена схема образования дифрагированной электромагнитной волны от трубы, залегающей на глубине H, и волны, отраженной от границы раздела сред с разными диэлектрическими проницаемостями — глубинной (см. рис. 18.1, *а*) и временной (см. рис. 18.1, *б*).

Импульсный сигнал затухает в грунте и, кроме того, ослабляется вследствие сферической расходимости волн. Дальность зондирования зависит от электрических свойств грунта, главным образом от его проводимости на радиочастотах. Проводимость грунта велика для влажного грунта с высоким содержанием глины, поэтому в нем дальность зондирования минимальна. В сильно увлажненной глине дальность зондирования составляет не более 3—4 м, в средах со слабым увлажнением (песчаные грунты с низким содержанием глины, сухой известняк) дальность может быть равна 8—9 м. В средах с умеренным поглощением, таких как сухие глины, влажные песчаные грунты с примесью глины и замороженные глинистые грунты, дальность зондирования составляет 2,5—3,5 м, для измерения диэлектрической проницаемости грунта на месте зондирования используют специальную измерительную антенну, входящую в комплекс георадара ТР-ГЕО. При этом программа сообщает пользователю максимальную дальность зондирования для данного типа грунта в предположении, что те же измеренные параметры грунта сохранятся по всей глубине зондирования.

Приведенные ранее значения дальности зондирования соответствуют объектам с высоким контрастом диэлектрической проницаемости или протяженным металлическим объектам. Для слабоконтрастных объектов дальность зондирования меньше. Программа «RADAR» предоставляет возможность найти дальность действия радара при зондировании слабоконтрастных слоев или границ раздела.

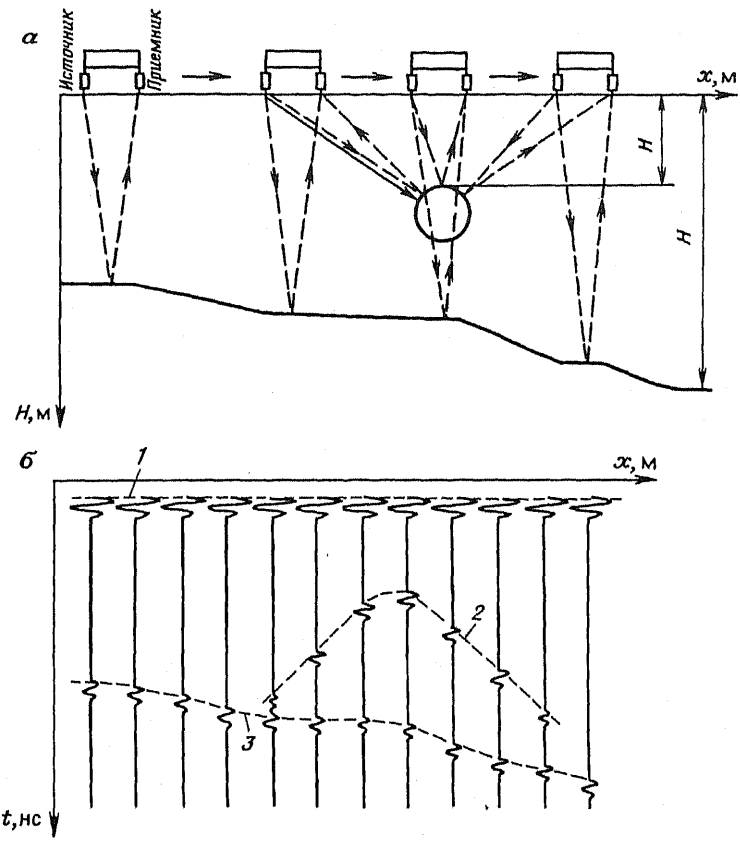


Рис. 18.1. Схемы образования отраженной электромагнитной волны от трубы, залегающей на глубине *H*:
1, 2 и 3 — прямая, деформированная и отраженная волны; *x* — расстояние; *t* — время

Разрешающая способность определяется длительностью полупериода импульса и замедлением в грунте и составляет около $0{,}5 \div 0{,}8/\sqrt{\varepsilon}$ м, где $\sqrt{\varepsilon}$ — замедление в грунте при использовании антенн с размерами $0{,}4 \times 0{,}4$ м. Для грунта с диэлектрической проницаемостью, равной 6,16, разрешающая способность, найденная по 1/4 длины волны в грунте, составляет около 0,1 м.

При наличии локального объекта величина отраженного сигнала зависит от формы и размеров объекта, а также от его ориентации, если он имеет вытянутую форму. В том случае, если размеры объекта по всем направлениям существенно меньше $0{,}5\,\lambda\sqrt{\varepsilon}$, где λ — длина волны в центре частотного диапазона радара (значение λ равно примерно 2—3 м для антенн с размерами $0{,}4 \times 0{,}4$ м), он не будет обнаружен радаром вследствие незначительной величины отраженного сигнала.

Если объектом зондирования является слой или другой протяженный объект с резкой границей, то надо иметь в виду следующее. При наклонном падении волн на границу объекта отраженная волна может быть направлена в сторону от антенного блока, поэтому отраженный сигнал не будет зарегистрирован. Об этом следует помнить при планировании работ и интерпретации результатов зондирования. Отражения от протяженного объекта будут приходить, главным образом, по направлениям, перпендикулярным к границе этого объекта. Если эти направления сильно отклоняются от направления оси антенного блока, то диаграмма направленности этого блока имеет малую величину. Если такой наклонный протяженный объект (слой) резко обрывается или имеет резкую границу со средой, то импульс георадара отражается от этой границы.

Если граница между средами не резкая и диэлектрическая проницаемость плавно меняется на расстояниях, сравнимых с $0{,}25\,\lambda\sqrt{\varepsilon}$ (где λ — длина волны в грунте; $\sqrt{\varepsilon}$ — замедление в средах), импульс будет проходить без заметного отражения из одной среды в другую. Такая ситуация иногда наблюдается при зондировании с поверхности Земли границы грунтовых вод в глинистом или песчано-глинистом грунте.

В георадиолокации максимальная глубина (дальность) обнаружения определяется как упомянутой расходимостью потока радиоволн, так и, главным образом, потерями в среде зондирования, т.е. затуханием электромагнитных волн в ней. А потери эти велики и к тому же зависят от частоты излучаемого сигнала и электрических параметров среды. Например, в УКВ-диапазоне потери в грунтах увеличиваются приблизительно пропорционально частоте и влажности. Для того чтобы обойтись без формул, определяющих эти зависимости, приведем таблицу максимальных глубин обнаружения из описания одного из популярных георадаров SIR-10B/H фирмы «Geophysical Survey Inc. (GSSI)».

Меньшие значения глубины обнаружения относятся к средам с большими потерями (глина и т.п.) при высокой влажности, бо́льшие значе-

Частотный диапазон, МГц	Максимальная глубина, м	Разрешающая способность по глубине, м	Основные области применения
16–18 (4–20)	5–30	0,5–3,0	Геология, гидрогеология
50–150 (2–6)	4–25	0,5–3,0	То же
100–250 (1,2–3,0)	2–10	0,2–0,5	– " —
200–350 (0,8–1,5)	1,5–8,0	0,15–0,4	Геология поверхностного слоя, обнаружение коммуникаций
300–450 (0,7–1,0)	1,2–6,0	0,1–0,3	Обнаружение валунов и пустот при проходке тоннелей
400–600 (0,5–0,75)	1,0–3.5	0,07–0,25	Археология
600–1000 (0,3–0,6)	0,5–1,5	0,05–0,15	Контроль дорожных покрытий, железобетонных конструкций, перекрытий
800–1200 (0,25–0,4)	0,3–0,8	0,04–0,12	То же

Примечание. В скобках приведены значения длин волн, м.

ния — к средам с минимальным содержанием влаги (сухие песок, известняк, гранит и т.п.). Глубина обнаружения в конкретной среде уменьшается при увеличении влажности среды, содержания солей и глины в грунте, средней базовой частоты ГР и увеличивается при уменьшении опорной частоты зондирующего импульса, увеличении мощности передатчика и улучшении чувствительности приемника.

При обнаружении цилиндрических объектов в диапазоне частот 300—600 МГц, например металлических труб, уверенная регистрация в диапазоне глубин 0—3 м возможна, если диаметр трубы увеличивается на 8—10 см на каждый метр глубины. В более низкочастотном диапазоне (100—250 МГц) и на глубинах более 3 м диаметр металлической трубы для уверенного обнаружения должен увеличиваться на 30—50 см на каждый метр глубины.

Диэлектрические неоднородности (пустоты, крупные валуны, полости, заполненные водой, и т.п.) обнаруживают с меньшей степенью уверенности и при наличиии достаточного контраста диэлектрической проницаемости объекта и окружающей среды

$$\varepsilon_1/\varepsilon_2 > 1{,}2 + 1{,}5.$$

Казалось бы, в этих условиях выгоднее использовать низкочастотный диапазон, где глубина обнаружения наибольшая, однако с увеличением длины волны передатчика (понижением частоты) ухудшается разрешающая способность по глубине и увеличивается погрешность определения координат объекта. Реально разрешающая способность по глубине в лучшем случае (малые потери) составляет 2—7% максимальной глубины, а в худшем случае (сильно увлажненный грунт с большими потерями) — всего 10—25%. Именно этим георадар, работающий в поглощающих средах, принципиально отличается от классического радиолокатора, у которого можно получить почти любое сколь угодно малое разрешение по дальности δ_z при увеличении рабочей частоты и без уменьшения дальности обнаружения. Таким образом, разрешающая способность ГР по глубине ухудшается с увеличением глубины в 1,5—2,0 раза и более. И чем больше максимальная глубина зондирования, тем хуже разрешающая способность и погрешность определения координат объекта (см. таблицу).

Если классический радиолокатор определяет направления на объект, сканируя лучом пространство (режим поиска цели), то для обнаружения объекта с помощью ГР необходимо провести регистрацию сигналов в большом числе точек поверхности, по которой перемещаются его антенны. Погрешность определения координат объекта вдоль направления перемещения δ_x несколько хуже разрешения по глубине. Для надежной привязки объекта необходимо, чтобы отрезок перемещения ГР был приблизительно равен ожидаемой глубине объекта, а число зарегистрированных сигналов велико (5—10 и более). Погрешность определения координат в поперечном движении ГР δ_y зависит от числа «дорожек», а точнее от разнесения крайних «дорожек» перемещения ГР, причем оп-

тимальное разнесение должно быть порядка ожидаемой глубины объекта. В этом случае погрешности δ_x и δ_y приблизительно равны.

Значительный прогресс в георадиолокации связан с применением вычислительной техники (ПЭВМ) для обработки сигналов. В современных ГР компьютер используют также для управления его работой, записи сигналов в цифровой форме, их обработки на разных уровнях и, наконец, для визуализации изображения объектов. Именно применение компьютеров и оптимизация радиотехнической части позволяют получить приведенные в таблице значения максимальных глубин обнаружения и разрешающей способности. При этом используют самые различные типы сигналов, современные элементную базу и схемотехнику. Например, использование ультракоротких импульсов с шириной спектра более октавы и соответствующих сверхширокополосных антенн позволяет не только локализовать объекты, но и по фазе отраженного импульса определить, обладает ли объект большей или меньшей диэлектрической проницаемостью, чем включающая его среда (грунт). Это не означает, что мы можем измерить по результатам зондирования электрические параметры вещества объектов, необходимые для их идентификации. Но эта информация является очень важной для установления типа объекта: полость ли это в грунте, водяная линза или валун. При обнаружении слоя в некоторых случаях возможно измерение его диэлектрической проницаемости и достаточно точное определение материала слоя.

Работа ГР в тоннеле или другом замкнутом объеме в непосредственной близости от торцевой цилиндрической части щита и механизмов накладывает дополнительные требования к антеннам. В большинстве отечественных и зарубежных ГР используют дипольные антенны. При этом заметная часть мощности излучается в верхнее полупространство, т.е. внутри щита. Отраженная от его деталей и механизмов волна создает сильные помехи, которые при обработке сигнала дают ложные объекты. Использование щелевых (экранированных сверху) антенн вызывает резкое снижение излучения над поверхностью грунта и уменьшение уровня помех. При том же энергетическом потенциале ГР с такими антеннами имеет бóльшую глубину зондирования и более высокую достоверность получаемых результатов. При создании тоннелей с использованием проходческих щитов возникает необходимость упреждающего обнаружения с поверхности торца забоя неоднородностей грунта (крупных валунов, водяных линз и карстовых полостей) в направлении проходки. Кроме того, в готовой части тоннеля (цилиндрический канал с внешним диаметром 4 м, укрепленный слоем специального бетона толщиной около 30 см без арматуры) диаметром около 3,4 м необходим также контроль как качества бетонного слоя, так и наличия водяных линз и карстовых полостей на периферии цилиндрической части. Особую опасность представляют крупные полости под тоннелем.

Такой контроль должен быть выполнен на расстоянии, равном двум диаметрам проходческого щита перед торцом забоя и на расстоянии 1—2 м на периферии цилиндрической части. Локализация валунов (или

хвостов свай при небольшой глубине проходки) позволяет избежать повреждения механизмов для выборки грунта. Водяные линзы и карстовые полости, заполненные водой, на пути прокладки тоннеля могут служить причинами затопления и крупных аварий с человеческими жертвами.

Карстовые полости (пустоты) представляют опасность нарушения несущей способности грунта для тоннеля, особенно под ним.

При проходке щитами, у которых в процессе работы имеется доступ к торцу выборки грунта, можно реализовать упреждающее обнаружение неоднородностей, например, посредством радиозондирования в направлении проходки (в торце забоя), а также в готовой части тоннеля по его периферии. Для требуемой глубины обнаружения наиболее приемлемым является УКВ-диапазон. Причем для упреждающего обнаружения неоднородностей в направлении проходки следует использовать низкочастотную часть диапазона (100—300 МГц), а возможно и еще более низкую в зависимости от характеристик грунтов, их влажности и величины поглощения. Для периферийного зондирования в готовой части тоннеля, учитывая меньшую требуемую глубину обнаружения, следует сдвинуть этот диапазон по частоте вверх в 1,5—2 раза, что одновременно улучшит пространственное разрешение и точность локализации неоднородностей. Для контроля качества бетона стенок тоннеля необходимо выбрать еще более высокочастотный диапазон в полосе 1—5 ГГц (до 10 ГГц).

Одновременное решение всех трех задач с помощью единого блока аппаратуры практически нереально. Первые две задачи могут быть решены посредством одного блока аппаратуры и антенн, хотя более достоверные результаты получают при использовании общего приемно-передающего блока с двумя блоками антенн соответствующих диапазонов. Для решения третьей задачи необходимо совершенно другое техническое выполнение как для приемника и передатчика, так и для антенн.

В Российской Федерации и странах СНГ отсутствуют другие варианты ГР, предназначенные для работы в тоннелях. Зарубежным аналогом является ГР, специально разработанный для работы с роторным проходческим щитом (его антенны смонтированы в окнах торцевой части щита) фирмой «Toda Radar Systems» (Япония). Дальность его зондирования составляет 2—3 м. К сожалению, он не может быть использован для работы в открытой части забоя без существенных доработок. Отличием тоннельного ГР от аналогов зарубежных и российских фирм того же диапазона частот является использование не дипольных, а щелевых антенн. Передающие дипольные антенны обладают значительно более высоким уровнем излучения в верхнее полупространство, когда они лежат на грунте, чем щелевые антенны. Таким образом, они, как приемные диполи, более чувствительны к сигналам верхнего полупространства. Когда ГР с дипольными антеннами работает в замкнутом объеме с размерами в единицы метров, то возникает множество помех, обусловленных отражениями от стенок объема. Щелевые антенны подавляют эти помехи

более чем на порядок. Тоннельные георадары, разработанные ЗАО «Геологоразведка», имеют именно щелевые антенны, теоретические основы которых разработаны в МФТИ под руководством Ю.И.Лещанского. Их высокие качества подтвердились при работе в Северо-Муйском тоннеле БАМ (1984 г.), в тоннелях метро г. Днепропетровска (1987 г.) и г. Москвы (1986–2000 гг.).

18.2. МЕТОДИКА И ТЕХНОЛОГИЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ГЕОРАДАРА

Для обеспечения безопасного ведения работ в условиях плотной застройки в Москве Московским городским управлением Госгортехнадзора России предусматривается регламент инженерно-геологического сопровождения строительства, который включает в себя опережающее зондирование на глубину не менее 4 м.

Рассмотрим *методику использования георадара*. В соответствии с утвержденным техническим регламентом инженерно-геологического сопровождения при проходке тоннеля щитом диаметром 4 м по объекту «Подземный коллектор от гостиницы «Метрополь» до Котельнической набережной» требовалось регулярное зондирование георадарами в вертикальном направлении (вверх) для определения положения кровли неверовских глин и в горизонтальном направлении для оценки состояния геомассива перед проходческим щитом (рис. 18.2).

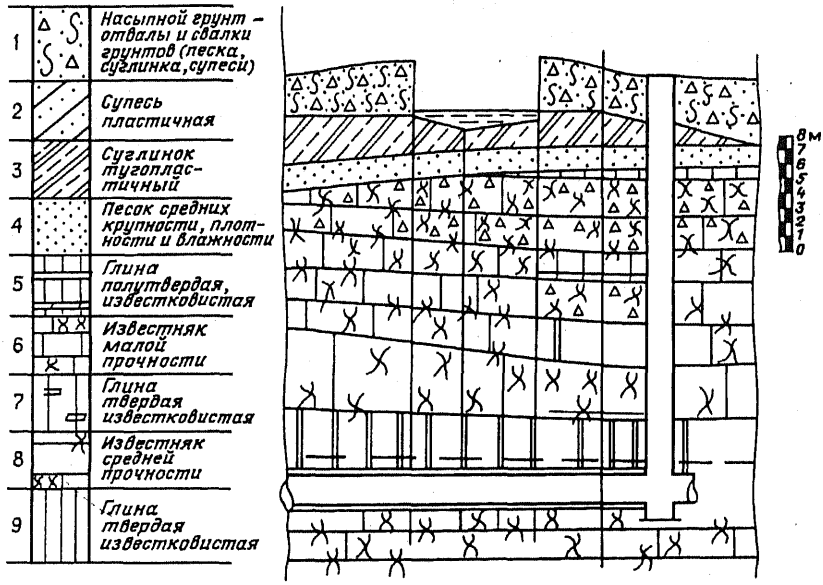


Рис. 18.2. Геологический разрез трассы тоннеля под р. Яуза

Это связано с тем, что место, под которым должен пройти коллектор, характеризуется разнородными геологическими условиями (твердые супеси с линзами и прослоями песка, известняка различной твердости и обводненности, глин, мергеля, в том числе и пониженной прочности). Даже для современного тоннелестроения проходка в таких условиях является трудной задачей, осложненной наличием на поверхности старых зданий, которые подвержены разрушениям, а также водной преграды — р. Яузы. Таким образом, проходка осуществима только при наличии достаточной информации о структуре и природе геомассива впереди проходческого щита. Стандартных геофизических методов определения состояния геомассива грунта, позволяющих быстро и качественно получить информацию, не существует. После проведения анализа аппаратуры, которая способна выполнить данную задачу, было принято решение использовать тоннельный георадар ТР-ГЕО-01-99, размещаемый в торце забоя. Применение георадара ТР-ГЕО-01-99 позволило обнаружить и определить местонахождение неоднородностей на расстоянии 2,5—4,5 м от исполнительного органа, при этом неоднородности могли быть как природного (большие валуны, стволы деревьев), так и техногенного характера (трубы большого диаметра, старые разведочные скважины), а также определить местонахождение и контролировать границу слоев глин над проходческим щитом, зоны разломов или аллювиальные врезы.

В торцевой части щит не обладает какими-либо усиливающими металлическими конструкциями. В стальной трубе проходческого щита спереди внизу имеется вырез длиной 0,5 м и высотой около 0,8 м для облегчения подачи грунта на механический транспортер. В штатном режиме за проходческим щитом образуется цилиндрический тоннель с бетонированными стенками (железобетонные тюбинги), толщина тюбинга 20 см. Разрыхление грунта осуществляют шарошкой диаметром около 0,5 м на штанге длиной около 2,5 м. После тщательной зачистки забоя образуется довольно чистая и ровная поверхность торца (что очень важно

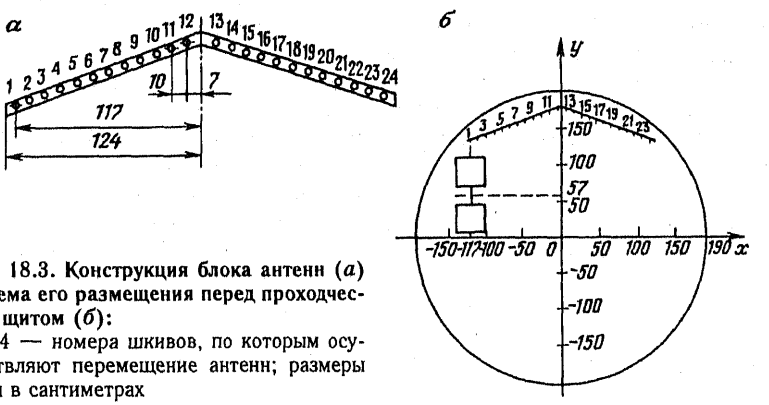


Рис. 18.3. Конструкция блока антенн (*а*) и схема его размещения перед проходческим щитом (*б*):
1—24 — номера шкивов, по которым осуществляют перемещение антенн; размеры даны в сантиметрах

при работе георадара) приблизительно сферической формы с тем же радиусом кривизны. При полной зачистке возникают вертикальные и горизонтальные неровности («долины» и «хребты»), дающие значительные колебания зазора между поверхностью грунта и раскрывами антенн (рис. 18.3). Последнее приводит к колебаниям уровня полезного сигнала и появлению отражений, ведущих к отображению ложных объектов на небольшой глубине (слой 20—30 см) или маскирующих отражения от слабых неоднородностей в грунте (увеличение влажности отдельных частей зондируемого объема перед щитом). Конструкция щита с рабочим органом в виде турельной шарошки достаточно удобна для проведения зондирования с помощью георадара. Как непосредственно после перемещения щита, когда его стальной цилиндр упирается в переднюю стенку забоя, так и после выемки грунта на глубину 0,8—1,0 м перед щитом остается достаточно места для проведения измерений. Их выполняют при максимальном опускании турели вниз. Геологический разрез отрезка трассы тоннеля под устьем р. Яуза (см. рис. 18.2), полученный по данным бурения, следующий: верхний слой 0—4 м — насыпной грунт с большим числом включений, на глубинах 10—20 м — известняк малопрочный с прослойками глины, на глубине 20,6 м — глина известковая серая, с глубины 12,1 м начинаются красно-бурые глины, на глубине 23,2 м (верхняя кромка щита) — глина твердая бурая, далее на глубине 24,0 м — глина полутвердая с серыми прослойками, на глубине 25 м — ось тоннеля, а на глубине 26 м — глина очень твердая бурая. На глубине 27 м (дно тоннеля) залегает известняк, который при удалении от шахты распространяется ниже. Перед щитом практически горизонтально располагались прослойки из глинистого известняка на фоне сплошного однородного массива практически сухой твердой бурой глины, а ниже находился массив неоднородного известняка с заметно более высокой влажностью.

Обводненность грунта в основном обусловлена движением воды по серым прослойкам известняка. На отдельных участках наблюдали вытекание воды тонкими струйками (нижний левый угол тоннеля). Зондирование выполняли раз в сутки. Неубранные остатки грунта (в отдельные дни толщина отвала в торце составляла 1 м и более) препятствовали зондированию всей площади забоя перед щитом. В первые два дня измерения проводили при ручном перемещении блока антенн вдоль передней стенки (см. рис. 18.3). Шаг сетки, в узлах которой регистрировали сигналы, был равен 0,2 м по горизонтальной и вертикальной осям. Расстояние между центрами антенн — 0,66 м. Трудоемкость перемещения блока антенн (масса около 10 кг) позволила с учетом времени на разворачивание и сворачивание аппаратуры записать только около 50 осциллограмм (сканов) за 1 ч 10 мин. Перемещение блока антенн осуществляли из верхней исходной точки с координатами y_n (i = 1, 2, ..., 24 — номер шкива) выпуском троса Δy на 10 см до нижней точки y_{iN} ($N \approx 10$), где нижняя антенна блока упиралась в отвалы грунта. После регистрации сигналов на i-й вертикальной линии трос перебрасывали на (i + 1)-й шкив, что соответствовало Δx = 10 см, и процесс повторяли.

За полный цикл измерений записывали около 200—250 сканов, что занимало 20—30 мин.

Вследствие кривизны поверхности во время измерений нужно было прижимать блок антенн к поверхности торца забоя, поэтому для проведения измерений необходимо три человека. Один перемещает и фиксирует антенный блок в точках сетки x, y, другой прижимает антенный блок, а третий осуществляет запись сигналов в память компьютера. Из-за сильно отличающихся условий работы (качество зачистки торца забоя, количество невыбранного грунта, зазор между механизмом шарошки и торцом и т.п.) процесс измерения было трудно упростить. В будущем перемещение и прижим антенного блока следует организовать таким образом, чтобы его выполнял один человек. При проведении первых измерений имели место попытки предельно увеличить размеры площадки, охватываемой сеткой измерений, однако это приводило к значительному увеличению продолжительности обработки сигналов, поэтому в дальнейшем ограничились прямоугольной сеткой. Методика обработки сигналов, разработанная специалистами ЗАО «Геологоразведка», состоит из первичной и корреляционной обработок и фокусировки (синтез апертуры) для получения изображения как дискретных, так и протяженных объектов (неоднородностей).

Первичная обработка включает в себя подавление случайного шума путем усреднения нескольких измеренных сигналов, нахождение сигнала прямого прохождения между передающей и приемной антеннами (сигнала поверхностной волны) и вычитание его из всех записанных сигналов. Далее осуществляют компенсацию сферической расходимости компенсацией затухания в грунте. После первичной обработки отражение от локального объекта или границы раздела сред имеет вид затухающего осциллирующего сигнала, состоящего из нескольких (три—шесть) полупериодов. После корреляционной обработки сигналов отражение от каждого объекта изображают в виде одного короткого импульса, середина которого соответствует началу отраженного сигнала. Этот способ обработки позволяет надежнее выделить сигналы, отраженные от объектов, точнее локализовать объекты, понизить уровень помех, уменьшить вероятность появления ложных объектов. При такой обработке учитывают характеристики антенн и всего приемно-передающего тракта георадара. Последний этап обработки — пространственно-временная фокусировка (разновидность синтеза апертуры) и процедура тестирования полученного изображения (с целью устранения помех и «ложных» объектов). Фокусировку выполняют по результатам корреляционной обработки сигналов. Она позволяет более точно локализовать объекты в пространстве и определить контуры протяженных объектов. Использованный алгоритм фокусировки и последующей проверки изображения позволяет формировать отдельно изображения локальных и протяженных объектов, а также строить изображения объектов сразу обоих типов.

18.3. ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ГЕОРАДАРОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ КОЛЛЕКТОРОВ

Рассмотрим опыт использования георадаров при строительстве подземных коллекторов в г. Москве на объектах «Мосинжстрой» с научным сопровождением специалистов ЗАО «Геологоразведка».

Первые измерения были проведены 14 июля 1998 г. на начальном участке движения проходческого щита, внешний диаметр и длина которого составляют 4 м каждый. В торцевой части щит не имеет каких-либо усиливающих металлических конструкций. В штатном режиме за проходческим щитом образуется цилиндрический тоннель с бетонированными стенками (железобетонные тюбинги), толщина стенок 20 см.

В торце забоя наблюдали геологическое строение грунта. На исследуемом участке зондировали кровлю перхуровских известняков. Четвертичный горизонт подземных вод имеет прямую гидравлическую связь с перхуровским водоносным горизонтом.

Фокусировка позволяет более точно локализовать объекты в пространстве и определить контуры протяженных объектов. Для получения при фокусировке достоверного изображения объекта, находящегося на глубине d, необходимо иметь сигналы, записанные с некоторым запасом L вдоль поверхности вокруг предполагаемого объекта, причем L примерно равно d. Таким образом, в тоннеле на границах исследуемого объема и на большом расстоянии зондирования фокусировка не даст новой информации об объекте. Для получения изображения объектов перед центром забоя на расстоянии до 3 м рекомендуется выполнять фокусировку. Можно строить трехмерное изображение объектов и без фокусировки, так как диаграммы направленности антенн имеют максимум в осевом направлении. После фокусировки осуществляют проверку полученного изображения с целью устранения помех и «ложных» объектов. Алгоритм фокусировки и проверки изображения позволяет формировать отдельно изображения локальных и протяженных объектов.

Окончательным результатом зондирования является трехмерное изображение границ отражающих неоднородностей в объеме зондирования. Во многих случаях радар позволяет различать пустоты и проводящие или влагонасыщенные объекты по знаку отраженного сигнала. Объекты более влажные, чем окружающая среда, дают отражения отрицательного знака, пустоты — положительного. Знак отражения указывается цветом на изображении. Результат зондирования не всегда может совпадать с геологическими разрезами. Это обусловлено следующими причинами. Во-первых, границы влажного и сухого грунтов дают сильные отражения. Во-вторых, различные породы могут иметь близкие значения диэлектрической проницаемости, поэтому граница между ними слабо различима.

Далее для примера приведены результаты измерений, проведенных 15 и 16 июля 1998 г. в строящемся коллекторе на участке под устьем р. Яуза. Обнаружены различные формы отображения неоднородностей, находящихся в зондируемом объеме. Оказалось, что изображение в виде срезов на разных глубинах наиболее приемлемо для пользователя

(рис. 18.4). В большинстве случаев, как показала дальнейшая проходка, предсказанные изменения влажности по сечению тоннеля соответствовали действительности. Результаты, полученные до 25 июля 1998 г. включительно, иногда вызывали некоторые сомнения, так как на глубинах от 1 до 1,5 м в центральной части тоннеля наблюдали области якобы повышенной влажности. Анализ результатов серии измерений показал, что появление ложных объектов на указанных глубинах связано отчасти с отражением сигналов от элементов конструкции щита. Поэтому было выполнено дополнительное демпфирование антенны в виде слоя радиопоглощающего материала (РПМ) на ее раскрывах. Для контроля провели измерения как с демпфирующим слоем, так и без него. Для того чтобы установить, достаточна ли данная степень демпфирования, при последних измерениях антенны были укрыты дополнительно двойным слоем РПМ сверху и на торцах в направлении вектора электрического поля. Эти эксперименты показали, что использование РПМ уменьшает паразитные отражения от щита, но для установления оптимального объема демпфирующего материала требуется проведение дополнительных экспериментов. Данный материал, улучшающий качество работы антенн, является пористым и гигроскопичным, поэтому необходимо принимать меры для предохранения его от контакта с влажными поверхностями торца и дна тоннеля. В большинстве случаев, как показала дальнейшая проходка, предсказанные изменения влажности по сечению тоннеля соответствовали действительности. Установлено, что глубина зондирования при существующем высоком уровне влажности грунта составляет 2–3 м. Качество и достоверность получаемых результатов в значительной степени определяются качеством подготовки поверхности торца тоннеля. Наличие неровностей размером более 2–3 см приводит к появлению ложных сигналов, которые не всегда удается отфильтровать. Несмотря на то, что щелевые антенны георадара, использованного при измерениях, являются наилучшими для работы в замкнутых помещениях (в том числе в тоннелях) вследствие наиболее низкого уровня излучения в возду-

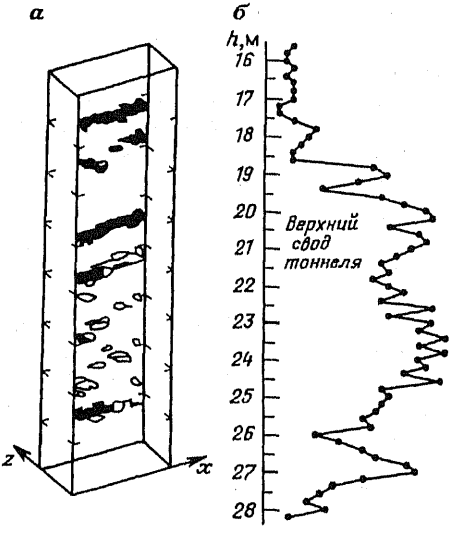


Рис. 18.4. Результаты измерений, проведенных георадаром в строящемся коллекторе:
а — результаты зондирования в вертикальном направлении (вверх) из тоннеля; *б* — результаты гамма-каротажа в скважине, расположенной вблизи от места измерений

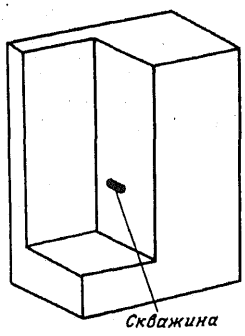


Рис. 18.5. Результат зондирования на торце тоннеля перед проходкой разведочной скважины

хе (не в среду зондирования) по сравнению с другими типами антенн, обнаружено, что отражения от металлических элементов конструкции щита приводят к появлению ложных объектов.

На рис. 18.4, *а* приведены результаты измерений, проведенных в строящемся коллекторе. При зондировании вверх из тоннеля (см. рис. 18.4, *а*) антенны перемещали по его верхней поверхности вдоль одной-двух дорожек перпендикулярно к оси тоннеля на расстояниях около 1—1,5 м от металлических стенок щита. На рис. 18.4, *б* показаны результаты гамма-картажа в скважине, находящейся вблизи места измерений. Видно, что объекту на рис. 18.4, *а* на расстоянии 3,5 м от верхней стенки соответствует минимум фона естественного излучения на глубине 19,4 м, что характерно для слоев известняка. Отражение происходит, по всей вероятности, от тонкого слоя известняка. На глубине 18,5 м расположена граница известняка, как это видно из результатов гамма-каротажа.

На рис. 18.5 показан результат зондирования на торце тоннеля перед проходкой разведочной скважины. Скважина имела диаметр 0,15 м и располагалась на расстоянии около 1,5 м от поверхности забоя, грунт глинистый с низкой влажностью. Результат фокусировки показан в виде сечения параллельно поверхности забоя. Вытянутое изображение можно интерпретировать как отражение от скважины.

В большинстве случаев предсказанные изменения влажности по сечению тоннеля соответствовали действительности. Установлено, что глубина зондирования с применением георадара ТР-ГЕО-01-99 при существующем умеренном уровне влажности грунта составляет до 3 м, однако на некоторых участках достоверность результатов подтверждалась на глубинах до 4,5 м.

Таким образом, использование георадаров позволит предупредить ряд таких негативных последствий, как обрушение зданий, растрескивание фундаментов и др. Своевременное обнаружение подземных пустот и возможных аномалий в массиве вмещающих горных пород исключит остановки и аварии во многих случаях при проведении подземных тоннелей.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Какие критерии лежат в основе охраны окружающей среды при шахтном и подземном строительстве?
2. Что входит в понятие «экологическая надежность городских подземных сооружений»?
3. Какие существуют виды прогнозирования геомеханических явлений и какие методы инженерной защиты территорий, нарушенных горно-строительными работами?
4. В чем состоит экологическая опасность аварийных ситуаций при подземном и шахтном строительстве? Назовите основные причины аварий.

5. Раскройте виды воздействия подземных сооружений на вмещающий массив горных пород.
6. Что понимают под областью взаимодействия подземного сооружения с массивом горных пород?
7. Какие зоны выделяют в породном массиве с точки зрения прорывоопасности?
8. Каковы причины развития техногенного оползня (карстовых явлений, техногенного землетрясения)?
9. Какие существуют виды загрязнения вод?
10. В чем отличие шумового и вибрационного воздействий на окружающую среду при подземном строительстве?
11. Назовите основные принципы выбора мероприятий инженерной защиты атмосферы.
12. В чем проявляется токсичное воздействие материалов гидроизоляции и химического укрепления грунтов на окружающую среду?
13. Каковы экологические последствия применения способа замораживания/водопонижения?
14. В чем особенности охраны окружающей среды при строительстве подземных сооружений способом «стена в грунте»?
15. Как влияет на состояние экосистемы строительство подводных тоннелей?
16. В чем состоит стратегия снижения экологической опасности при подземном строительстве?
17. Опишите принцип работы современных георадаров.
18. Приведите пример использования георадаров при строительстве подземного коллектора проходческим щитом.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Бестраншейная прокладка** инженерных коммуникаций / Е.Д. Баландинский, В.А. Васильев, В.И. Минаев, Б.Н. Ладыженский. — М.: ТИМР, 1991.

2. **Власов С.Н., Маковский Л.В., Меркин В.Е.** Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов. — М.: ТИМР, 1997.

3. **Волков В.П.** Тоннели. — М.: Транспорт, 1970.

4. **Вяхирев Р.И., Макаров А.А.** Стратегия развития газовой промышленности России. — М.: Энергоиздат, 1997.

5. **Георадары** на объектах ОАО «Мосинжстрой» // Подземное пространство мира. — 1999. — № 2–3. — С. 46–49.

6. **Голицинский Д.М., Маренный Я.И.** Набрызгбетон в транспортном строительстве. — М.: Транспорт, 1993.

7. **Голубев Г.Е.** Подземная урбанистика. — М.: Стройиздат, 1979.

8. **Дорман И.Я.** Сейсмостойкость транспортных тоннелей. — М.: Транспорт, 1986.

9. **Комплексное использование** и охрана водных ресурсов / Под ред. В.Ф. Юшманова. — М.: Агропромиздат, 1985.

10. **Котенко Е.А.** Создание подземных атомных станций. — М.: ЦНИИатоминформ, 1996.

11. **Лернер В.Г., Петренко Е.В.** Систематизация и совершенствование технологии строительства подземных объектов. — М.: ТИМР, 1999.

12. **Мазуров В.А.** Подземные газонефтехранилища в отложениях каменной соли. — М.: Недра, 1982.

13. **Макаров О.Н., Меркин В.Е.** Транспортные тоннели и метрополитены. Техника и технология строительства: состояние и перспективы. — М.: ТИМР, 1991.

14. **Маковский В.Л.** Подводное тоннелестроение. — М.: Транспорт, 1983.

15. **Маковский Л.В.** Городские подземные транспортные сооружения. — М.: Стройиздат, 1985.

16. **Мостков В.М., Дмитриев Н.В., Рахманинов Ю.П.** Проектирование и строительство подземных сооружений большого сечения. — М.: Недра, 1993.

17. **Мостков В.М., Орлов В.А., Степанов П.Д.** Подземные гидротехнические сооружения. — М.: Высшая школа, 1986.

18. **Научное обоснование** подземного строительства / Б.А. Картозия, Б.И. Федунец, М.Н. Шуплик и др. — М.: Изд-во АГН, 2001.

19. **Пат. № 2102602.** Способ возведения станции метрополитена глубокого заложения / Д.В. Гаев, В.Г. Милов, Ю.П. Рахманинов и др. // Открытия. Изобретения. — 1998. — № 2 (Ч. 2). С. 317.

20. **Подземные сооружения** гидроэлектростанций / Под ред. В.Л. Купермана. — М.: Энергоатомиздат, 1996.

21. **Подземные хранилища** нефти, нефтепродуктов и сжиженных газов. СНиП 2–11–04–85. — М.: Стройиздат, 1986.

22. **Правила** обустройства и безопасной эксплуатации подземных хранилищ природного газа в отложениях каменной соли. ПБ–08–83–85. — М.: ИРЦ «Газпром», 1995.

23. **Руководство** по проходке горизонтальных скважин при бестраншейной прокладке инженерных коммуникаций. — М.: Стройиздат, 1982.

24. **Смирнов В.И., Голицинский Д.М., Мельников Л.Л.** Строительство подземных сооружений с использованием камуфлетных взрывов. — М.: Недра, 1981.

25. **Справочник** инженера-тоннельщика. — М.: Транспорт, 1993.

26. **Строительство** подземных сооружений: Справочник. — М.: Недра, 1990.

27. **Строительство** сопряжений горных выработок / Сыркин П.С., Минин В.А., Данилкин М.С., Садохин А.Н. — М.: Недра, 1997.

28. **Технология** строительства подземных сооружений. Специальные способы строительства: Учеб. для вузов / И.Д. Насонов, В.И. Ресин, М.Н. Шуплик, В.А. Федюкин. — М.: Изд-во АГН, 1998.

29. **Умнов А.Е.** Охрана природы и недр в горной промышленности. — М.: Недра, 1987.

30. **Храпов В.Г., Демешко Е.А., Наумов С.Н.** Тоннели и метрополитены. — М.: Транспорт, 1989.

31. **Шахтное и подземное строительство**: Учеб. для вузов / Б.А. Картозия, Ю.Н. Малышев, Б.И. Федунец и др. — М.: Изд-во АГН, 1999. — Т. I, II.

32. **Экология**, охрана природы и экологическая безопасность: Учеб. пособие для вузов / Под общ. ред. В.И. Данилова-Данильяна. — М.: МНЭПУ, 1997.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

ЧАСТЬ I. ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ТОННЕЛЬНОГО И КАМЕРНОГО ТИПОВ

Глава 1. Строительство подземных сооружений открытым способом 5

1.1. Строительство подземных сооружений в открытых котлованах . . . 5
1.2. Строительство подземных сооружений с применением ограждающих конструкций (траншейный способ) 13
1.3. Строительство подземных сооружений с применением передвижных крепей 30

Глава 2. Щитовая технология строительства тоннелей 35

2.1. Конструкции проходческих щитов и их классификация 35
2.2. Технология производства работ с использованием полумеханизированных щитов 38
2.3. Технология производства работ с использованием механизированных щитов 40
2.4. Технология производства работ с использованием щитов с гидропригрузом 42
2.5. Возведение обделки 53
2.6. Закрепный тампонаж 57
2.7. Организация работ при щитовой технологии 58
2.8. Возведение в тоннелях внутренней бетонной или железобетонной оболочки 62
2.9. Ввод щита в забой 64

Глава 3. Микрощитовая технология прокладки подземных коммуникаций 66

3.1. Общие сведения 66
3.2. Принципиальная схема микрощитовой технологии 69
3.3. Материалы и конструкции трубопроводов. Конструкции стыков . . 72
3.4. Схемы производства работ 75
3.5. Опыт применения микрощитовой технологии 77
3.6. Перспективы совершенствования МЩТ и конструкций микрощитов 79

Глава 4. Бестраншейные технологии строительства подземных сооружений 82
4.1. Прокол. Сущность способа и условия применения 82
4.2. Грунтопрокалывающие установки и устройства 83
4.3. Технология прокладки трубопроводов и образования скважин грунтопрокалывающими установками 92
4.4. Продавливание. Сущность и область применения способа 101
4.5. Конструкции продавливающих установок и комплексов 102
4.6. Технология работ по продавливанию трубопроводов-футляров, тоннелей и подземных сооружений 119
4.7. Проектирование основных процессов проведения выработок способом продавливания 128
4.8. Направленное бурение. Сущность способа и его развитие 134
4.9. Установки и устройства направленного бурения скважин 135
4.10. Технология направленного бурения скважин 138

Глава 5. Строительство тоннелей горным способом 142

5.1. Общие сведения 142
5.2. Строительство тоннелей горным способом в мягких и сильнотрещиноватых породах 143
5.3. Технология строительства тоннелей горным способом в породах крепких и средней крепости 156
5.4. Способы пересечения тоннелем нарушенных зон и укрепления породы в забое 200
5.5. Тенденции совершенствования горных способов строительства тоннелей в породах крепких и средней крепости 208

Глава 6. Строительство тоннелей с применением комбайнов и тоннелепроходческих комплексов 209

6.1. Сущность способа и условия применения 209
6.2. Классификация комбайнов и тоннелепроходческих машин 211
6.3. Комбайны избирательного действия 212
6.4. Тоннелепроходческие комплексы бурового типа 214
6.5. Тенденции в совершенствовании тоннельных комбайновых комплексов 217
6.6. Опыт применения комбайновых тоннельных комплексов на практике 219

Глава 7. Строительство подземных сооружений в сложных гидрогеологических условиях 220

7.1. Строительство подземных сооружений с применением способа водопонижения 220
7.2. Строительство подземных сооружений под сжатым воздухом . . . 249
7.3. Строительство тоннелей с применением замораживания грунтов . 257
7.4. Тампонирование при строительстве тоннелей 265
7.5. Строительство подземных сооружений опускным способом 275
7.6. Строительство подводных тоннелей способом опускных секций . . 287

Глава 8. Строительство подземных сооружений камерного типа . 309
8.1. Особенности проектирования форм поперечного сечения и выбора конструкции крепи 309
8.2. Вскрытие камерных выработок 318
8.3. Схемы раскрытия поперечного сечения камер 321
8.4. Технология проведения камерных выработок в скальных и полускальных породах 324
8.5. Технология проведения камерных выработок в слабоустойчивых и мягких породах 329
8.6. Технология проведения камер новоавстрийским способом 333
8.7. Технология возведения постоянной крепи камер 334
8.8. Механизация горных работ при строительстве камерных выработок . 341
8.9. Контроль качества и приемка работ при строительстве подземных объектов 345
Контрольные вопросы 346

ЧАСТЬ II. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ

Глава 9. Строительство подземных хранилищ горным способом . 347
9.1. Виды подземных хранилищ шахтного типа и их использование . . 347
9.2. Проектирование и строительство подземных газонефтехранилищ шахтного типа 352
9.3. Опыт проектирования и строительства хранилищ шахтного типа . 373

Глава 10. Строительство бесшахтных подземных хранилищ в каменной соли 391
10.1. Классификация подземных хранилищ в каменной соли и условия их применения 391
10.2. Технология строительства подземных хранилищ 395
10.3. Практика проектирования и строительства подземных хранилищ в каменной соли 408

Глава 11. Строительство подземных хранилищ с использованием камуфлетных взрывов 415
11.1. Сущность способа 415
11.2. Требования к инженерно-геологическим условиям 417
11.3. Буровзрывные работы 419
11.4. Устойчивость подземных выработок-емкостей 423
11.5. Крепление подземных выработок-емкостей набрызгбетоном . . . 425
11.6. Область применения и примеры строительства подземных хранилищ с использованием камуфлетных взрывов 429
Контрольные вопросы 433

ЧАСТЬ III. ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

Глава 12. Критерии охраны окружающей среды 434
12.1. Источники, виды и характер воздействий подземного строительства на вмещающий массив и окружающую среду 434
12.2. Экологическая надежность подземных сооружений 439

Глава 13. Охрана земной поверхности 442
13.1. Нарушения земной поверхности при подготовительных работах . 442
13.2. Нарушения земной поверхности при строительстве подземными способами 447
13.3. Нарушения земной поверхности при строительстве горных выработок открытыми способами 449
13.4. Восстановление земной поверхности, нарушенной горно-строительными работами 450
13.5. Прогнозирование геомеханических явлений и методы инженерной защиты территорий 456

Глава 14. Охрана недр 463

14.1. Нарушения недр при подземном строительстве 463
14.2. Активизация природных процессов при подземном строительстве . 465
14.3. Экологическая опасность аварийных ситуаций 476

Глава 15. Охрана водного бассейна 478

15.1. Загрязнение подземных и поверхностных вод при подземном строительстве 478
15.2. Методы инженерной защиты грунтовых вод 483
15.3. Фильтрационные деформации и характер их проявления 491
15.4. Регулирование допустимых напоров воды в водоносных горизонтах с целью предотвращения внезапных прорывов водных масс в подземные сооружения 501
15.5. Техническая мелиорация как средство инженерной защиты от прорывов и загрязнения подземных вод 509

Глава 16. Охрана атмосферы 512

16.1. Загрязнение воздушной среды при шахтном и подземном строительстве 512
16.2. Основные принципы выбора мероприятия инженерной защиты атмосферы 513
16.3. Шумовое и вибрационное воздействие 522

Глава 17. Охрана окружающей среды при применении некоторых специальных способов строительства 528

17.1. Охрана окружающей среды при применении химического укрепления грунтов и гидроизоляции 528
17.2. Охрана окружающей среды при строительстве способом замораживания 535
17.3. Охрана окружающей среды при строительстве подводных тоннелей 540
17.4. Охрана окружающей среды при буровзрывном способе строительства 543
17.5. Охрана окружающей среды при строительстве подземных сооружений способом стена в грунте 548
17.6. Охрана окружающей среды при строительстве подземных емкостей способом выщелачивания 550

17.7. Охрана окружающей среды при водопонижении 552
17.8. Стратегия снижения и предотвращения экологической опасности при подземном строительстве 554

Глава 18. Использование геомониторинга и георадаров для повышения надежности подземного строительства 561

18.1. Георадиолокационное подповерхностное зондирование 561
18.2. Методика и технология использования георадара 568
18.3. Опыт использования георадаров при строительстве подземных коллекторов 572
Контрольные вопросы 574
Список рекомендуемой литературы 576

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

ШАХТНОЕ И ПОДЗЕМНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО
Том II

Картозия Борис Арнольдович
Федунец Борис Иванович
Шуплик Михаил Николаевич и др.

Редакторы издательства *Н. С. Качармина, Е. И. Кит, Е. Г. Баркова*
Переплет художника *И. А. Бранделиса*
Технический редактор *С. В. Павлова*
Корректор *М. В. Дроздова*
Компьютерная верстка *А. А. Петровой*

Лицензия ЛР № 021083 от 27 ноября 1996 г. Подписано в печать с репродуцированного оригинал-макета 21.05.01. Формат 60×88 1/16. Гарнитура Литературная. Печать офсетная. Усл. печ. л. 35,77. Уч.-изд. л. 48,15. Тираж 500 экз. Заказ № 1304.

ЗАО «Издательство Академии горных наук»
129337, г. Москва, ул. Федоскинская, 7
Контактный телефон 360-42-48

Отпечатано с готовых диапозитивов в ФГУП ордена «Знак Почета»
Смоленской областной типографии им. В. И. Смирнова
214000, г. Смоленск, проспект им. Ю. Гагарина, 2
Тел.: 3-01-60; 3-46-20; 3-46-05