

**Д.С. Конюхов**

# **Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения**



**Архитектура-С**

**Д.С. Конюхов**

# Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения

СПЕЦИАЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Рекомендовано Ассоциацией строительных вузов  
в качестве учебного пособия для студентов  
строительных специальностей

Москва  
Архитектура-С  
2005

УДК 624  
ББК 38.78  
К 65

**Конюхов Д.С.**

**К 65** Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения. Специальные работы/Д.С. Конюхов. Учеб. пособие для вузов. — М.: Архитектура-С, 2005. — 304 с., ил.

ISBN 5-9647-0047-0

Приводятся современные методы устройства ограждений котлованов, этапности разработки грунта в котловане, работ по водопонижению, водоотливу, закреплению грунтов инъекцией и усилению фундаментов зданий, сопровождающих строительство городских подземных сооружений открытым способом. Рассматриваются составляющие геотехнического сопровождения подземного строительства. Приведены характеристики строительных машин и механизмов, используемых в городском подземном строительстве.

Для студентов и аспирантов строительных специальностей вузов, а также для инженерно-технических работников строительных организаций.

ISBN 5-9647-0047-0

ББК 38.78

© Архитектура-С, 2005  
© Внешнее оформление Архитектура-С, 2005  
© Д.С. Конюхов, 2005

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебный курс «Технология возведения подземных сооружений» включает в себя изучение технологий устройства подземных и заглубленных сооружений открытым, закрытым (горным) и полузакрытым (up-dawn) способами\*. В настоящем учебном пособии рассматриваются специальные работы, сопровождающие возведение подземных сооружений открытым и полузакрытым способами в стесненных условиях городской среды, а также сопутствующие такому строительству проблемы (усиление фундаментов окружающих зданий, методы закрепления грунтов, водопонижение, предотвращение и ликвидация аварийных ситуаций и пр.). Учитывая, что основы теории и практики строительных процессов излагаются в курсе «Технология строительных процессов», а строительные технологии и их структура изучаются в дисциплине «Технология возведения зданий и сооружений», автором не рассматриваются общестроительные работы, с которыми можно ознакомиться по соответствующей технической литературе, рекомендуемый список которой приводится в конце книги.

Автор выражает признательность заведующему кафедрой Подземного строительства и гидротехнических работ Московского государственного строительного университета доктору техн. наук профессору М.Г. Зерцалову за содействие в подготовке этой книги; рецензентам: Лауреату Гос. премии СССР, доктору техн. наук профессору Е.А. Сорочану (НИИОСП им. Н.М. Герсванова) и доктору техн. наук профессору Ю.Е. Хечинову (Мос-

---

\* За последние 100–150 лет в нашей стране сложились и параллельно развивались две основные научные школы в области производства подземных работ: первая изучала проблемы, связанные с разработкой подземных ископаемых горными способами, а вторая изначально базировалась на научных и практических достижениях транспортного туннелестроения. Поэтому в учебной и научно-технической литературе, а также в технической терминологии специалистов наблюдаются существенные различия. Настоящее учебное пособие базируется на терминологической базе научной школы подземного строительства, однако, по мере необходимости, в тексте будут даваться необходимые пояснения и «параллельные» названия, связанные с горным делом.

ковский государственный строительный университет) за ценные замечания и дополнения к рукописи, а также канд. техн. наук М.Н. Ибрагимову (НИИОСП им. Н.М. Герсванова) за помощь в подготовке раздела 2.3 и А.С. Коваленко за помощь в оформлении иллюстративного материала.

## ВВЕДЕНИЕ

В городском подземном пространстве, в основном, размещаются технические объекты обеспечения жизнедеятельности и нормального функционирования современного города, включая:

- инженерные коммуникации и сооружения, трубопроводы различного назначения, кабельные прокладки, общие городские коллекторы, головные сооружения водопровода и канализации, насосные станции, бойлерные, вентиляционные и calorиферные камеры, трансформаторные подстанции, центральные тепловые пункты, ремонтно-эксплуатационные комплексы и проч.;
- инженерно-транспортные сооружения: транспортные тоннели автомагистралей, пешеходные переходы, помещения автостанций и вокзалов, гаражи-стоянки;
- торговые и культурно-развлекательные комплексы, помещения зрелищных и административных зданий;
- помещения торговли, общественного питания, коммунально-бытового обслуживания и связи, объекты складского хозяйства и промышленного назначения;
- основные и вспомогательные помещения подземной части жилых зданий;
- защитные сооружения гражданской обороны;
- специальные сооружения.

Большинство перечисленных объектов возводится открытым способом:

- в насыпи;
- в котлованах с незакрепленными откосами;
- в котлованах с использованием временных ограждающих конструкций;
- в котлованах с использованием постоянных ограждающих;
- в котлованах с использованием специальных способов строительства.

При этом городское подземное строительство в подавляющем большинстве случаев ведется в сложных для выполнения строительных работ условиях, к которым относятся [74]:

- устройство котлованов вблизи фундаментов зданий и действующих подземных и заглубленных сооружений, в том числе ниже отметки заложения несущих конструкций;

- устройство котлованов по периметру фундаментов, когда создаются условия для выпирания грунта из-под подошвы и возникновения просадок;
- устройство котлованов при глубине более 4 м с вертикальными стенками;
- закрепление грунта под подошвами фундаментов и в откосах котлованов;
- выполнение работ в действующих производственных цехах и на застроенной территории;
- устройство подземных и заглубленных сооружений в насыпных грунтах, содержащих обломки строительных конструкций и другой строительный мусор, остатки старых фундаментов и заглубленных сооружений и т.п.;
- невозможность применения динамических методов воздействия на грунт вблизи существующих зданий и сооружений, действующих инженерных коммуникаций и пр.;
- необходимость понижения уровня подземных вод ниже отметки заложения фундаментов существующих зданий;
- отсутствие площадей, необходимых для размещения складов строительных материалов и конструкций, оборудования, машин и механизмов, временных зданий и сооружений, подкрановых и подъездных путей;
- ограничение возможности транспортировки крупногабаритных и длинномерных грузов и въезда на площадку средств механизации и транспорта.

Подземное строительство в городских условиях нередко сопровождается специальными работами по улучшению строительных свойств грунтов, поддержанию нормального эксплуатационного состояния прилегающих к строительной площадке зданий, сооружений, транспортных и инженерных коммуникаций, снижению уровня подземных вод и противодействию их проникновения в котлован, а также комплексными работами, направленными на предотвращение всех негативных по отношению к ведущемуся строительству явлений.

Правильность выбора технологии производства основных и вспомогательных работ во многом определяет сроки и стоимость строительства, безопасность и безаварийность строительного процесса.

## Часть I

# ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГОРОДСКИХ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

## 1.1. Организация работ при строительстве городских подземных сооружений

Период времени, отводимый на строительство подземного сооружения, обычно подразделяют на три этапа:

1. *подготовительный*; на этом этапе возводят все наземные объекты, необходимые для нормального ведения подземных работ, выполняют усиление фундаментов прилегающих зданий, а также другие работы, необходимые для обеспечения нормального функционирования строительного процесса;
2. *основной* – возводятся подземное сооружение и все наземные объекты, необходимые для его эксплуатации;
3. *заключительный* – проводят отделочные и монтажные работы, разбирают временные здания и сооружения, восстанавливают инженерное благоустройство территории и ликвидируют строительную площадку.

Перед началом подготовительного периода проводятся *организационные мероприятия*, связанные с составлением задания на проектирование, разработкой и утверждением проектно-сметной документации, решением основных вопросов финансирования работ, согласованием планов материально-технического снабжения и поставки оборудования, оформлением документации и отводом в натуре земельного или горного участка\*, освобождением территории, отводимой под строительство, согласованием планов строительного-монтажных работ между генеральным подряд-

---

\* Горным участком (или горным отводом) называется геометризованный блок недр, размеры и размещение в плане и профиле которого определяются положением и габаритами участка строительства и эксплуатации подземного сооружения, границей безопасности ведения подземных работ, зонами сдвижения горных пород, контурами предохранительных целиков под природными объектами, зданиями и сооружениями и другими факторами, влияющими на состояние недр и земной поверхности (Закон РФ «О недрах»).

чиком и субподрядными организациями и решением других организационно-производственных вопросов.

В этот период времени проектной организацией в составе технического проекта разрабатывается проект организации на полный объем строительства (ПОС), а подрядной или субподрядной строительной организацией по рабочим чертежам и с учетом решений ПОС разрабатывается проект производства работ (ППР) на возведение сооружения в целом или на конкретный вид работ, выполняемых этой организацией (возведение ограждения котлована, земляные работы, бетонные работы и пр.).

ППР должен включать в себя:

1. календарный план производства работ и (или) комплексный сетевой график, устанавливающие последовательность и сроки выполнения работ и определяющие количественный и качественный состав строительных бригад, применяемые машины и механизмы, оптимальную потребность в трудовых ресурсах, а также выделять этапы и комплексы работ;
2. строительный генеральный план, определяющий границы строительной площадки и виды ее ограждений; расположение временных и постоянных инженерных сетей и коммуникаций (наземных, подземных и воздушных), временных и постоянных дорог; схемы движения транспорта и строительных механизмов; места установки строительных и грузоподъемных машин с указанием путей их перемещения и зон действия; размещение существующих, временных и строящихся зданий и сооружений, опасных зон, путей и средств спуска на рабочее место, а также проходов по строительной площадке; размещение источников и средств энергоснабжения и освещения; местоположение устройств для сбора строительного мусора, площадок и помещений для складирования материалов, административно-бытового комбината, зон выполнения работ повышенной опасности;
3. график поступления на объект строительных конструкций, изделий, материалов и оборудования;
4. график движения рабочей силы;
5. график движения основных строительных машин по объекту;
6. технологические карты или схемы, разрабатываемые на выполнение отдельных видов работ с описанием их последовательности, сроков и методов производства, необходимых трудовых затрат, потребности в материалах, машинах, оборудовании

и средствах защиты, включая схемы операционного контроля качества выполняемых работ;

7. решения по геодезическому и маркшейдерскому обеспечению;
8. проектные разработки решений по технике безопасности;
9. решения по прокладке временных инженерных сетей и перекладке коммуникаций, попадающих в зону строительства;
10. пояснительную записку;
11. технико-экономические показатели.

Обеспечение качества строительной продукции при осуществлении всех видов строительных, монтажных и специальных работ достигается путем контроля соответствия выполняемых операций проекту и действующим нормативным документам\*. В сложившейся строительной практике для обеспечения требуемого качества работ возможные (и неизбежные) отклонения от проекта должны соответствовать установленным допускам, что проверяется при приемке работ. При превышении допусков продукция считается браком, заказчиком она не принимается и не оплачивается. Переделка непринятых работ выполняется за счет подрядной или субподрядной организации, допустившей брак.

Контроль качества строительных работ при возведении подземных конструкций предусматривается при разработке проектной документации и включает в себя нижеследующие процессы:

1. Технический (инженерно-геологический, гидрогеологический и инженерно-экологический) контроль за возведением сооружения:
  - 1.1. проверка соответствия грунтов, положения сооружения на местности и общей компоновки плана указанным в проекте;
  - 1.2. проверка исполнительного генплана площадки с отражением всех изменений, внесенных за время строительства;
  - 1.3. проверка устойчивости бортов и днища котлована, временного крепления откосов, влияния вскрытия котлована на соседние здания и сооружения;
  - 1.4. проверка местоположения имеющихся на местности коммуникаций и имеющихся из них утечек с организацией в процессе строительства и после его завершения проверки герметичности основных трубопроводов и сооружений;

---

\* Перечень соответствующей нормативной документации см. в конце книги.

- 1.5. установление контроля за работой водопонижительной системы, выявление возможных размывов грунта, контроль химического состава подземных вод;
  - 1.6. проверка системы сброса откачиваемых вод;
  - 1.7. проверка наличия трещин, осадков и деформаций существующих зданий и сооружений, просадок грунта вблизи строящегося здания.
2. Контроль качества материалов и конструкций:
    - 2.1. входной контроль качества бетонных смесей, других материалов и готовых изделий, поступающих на строительную площадку. Контроль бетонных смесей на стройплощадке осуществляется по оценке их подвижности и водоцементному отношению. Кроме этого должно быть произведено определение кубиковой прочности бетона в 7-ми или 28-ми дневном возрасте. Входной контроль готовых изделий, в основном, осуществляется визуально по их внешнему виду, размерам, наличию дефектов и повреждений. Для ответственных сооружений может проводиться проверка прочности материала готовых конструкций неразрушающими методами;
    - 2.2. операционный контроль, который выполняется в процессе производства работ в соответствии с проектной документацией и осуществляется службой технического надзора заказчика с участием авторов проекта и исполнителей работ;
    - 2.3. инспекционный контроль, выполняемый по требованию заказчика.

При строительстве зданий и сооружений в охранной зоне городской застройки, памятников культуры и архитектуры, культовых сооружений, а также объектов I уровня ответственности дополнительно должна быть организована сеть высокоточных геодезических наблюдений за осадками близлежащих зданий и сооружений (геотехнический мониторинг осадков).

Приемка работ от бригады производится начальником участка, а при сдаче законченного строительством объекта заказчику комиссией, в состав которой входят представители заказчика, проектной организации, подрядчика, СЭС, пожарной инспекции, органов государственного строительного надзора и др.

Повышению качества выполняемых работ способствует операционный контроль, проводимый производителями работ. Осо-

бое внимание при подземном строительстве уделяется скрытым работам, т.е. работам, результаты которых в дальнейшем становятся недоступными для визуальной и инструментальной оценки. Скрытые работы в обязательном порядке оформляются соответствующими актами, без подписания которых представителями заказчика, проектировщика и подрядчика дальнейшее производство работ не допускается.

Одним из условий обеспечения высокого качества строительства является постоянный авторский контроль проектной организации, а также технический надзор заказчика. Для обеспечения сроков и качества выполняемых работ повсеместно принята практика регулярных (еженедельных или ежедекадных, а в особых случаях и ежедневных) оперативных совещаний с участием представителей всех организаций — участников строительного процесса.

В последние годы все более широкое значение приобретают системы управления качеством в строительстве. Они предусматривают установление, обеспечение и поддержание требуемого воздействия на условия и факторы, влияющие на качество путем организации и внедрения правил работы и взаимодействия внутри предприятия, которые определенным образом документируются. Документированные процедуры охватывают все элементы, включенные в систему качества, и описывают, как следует осуществлять конкретную деятельность по обеспечению качества.

Основные принципы систем управления качеством заключаются в следующем:

- цель работы — ноль дефектов;
- правило работы — предупреждение дефектов, а не их устранение;
- развитая система самоконтроля — все производственные отношения между персоналом строятся как отношения потребителя и поставщика;
- постоянное обучение персонала.

Построение системы качества на предприятии базируется на серии государственных стандартов серии ГОСТ Р ИСО 9000, устанавливающих общие требования к выбору модели системы качества, а также требования к самой системе качества, и определяющие, какие элементы необходимо рассмотреть для включения в систему качества и требования к документации систем качества.

Система качества должна быть организована таким образом, чтобы обеспечить соответствующее и непрерывное управление всеми видами деятельности, влияющими на качество конкретной продукции проектной или строительно-монтажной организации. Система качества должна быть ориентирована на проведение профилактических воздействий, помогающих избежать возникновения проблем и сохранять способность реагирования на возникающие отказы и их устранение. При этом система качества должна предусматривать правильное обозначение, распространение, сбор и ведение всех документов по управлению качеством.

Разработка и внедрение системы качества включает следующие этапы:

1. обеспечение соответствия системы качества требованиям ГОСТ;
2. подготовка соответствующей документации системы качества;
3. подготовка соответствующих документированных планов качества для всех этапов производства — от исходной документации на проектирование до конечной продукции в виде законченного строительством объекта;
4. внедрение системы качества, документации и планов качества.

Таким образом, для того, чтобы система качества стала неотъемлемой частью жизнедеятельности проектной или строительно-монтажной организации, необходимо регламентировать деятельность, ответственность и полномочия всех подразделений строительной организации и отдельных сотрудников в области качества в положениях по подразделениям и должностных инструкциях.

## **1.2. Подготовительные и вспомогательные работы**

До начала выполнения на объекте строительных работ, в том числе подготовительного периода, заказчик обязан получить в органах государственного архитектурно-строительного надзора разрешение на выполнение строительно-монтажных работ.

Перед началом основных строительно-монтажных работ по возведению подземного сооружения выполняются подготови-

тельные и вспомогательные операции, включающие: подвод временных дорог, линий электропередачи, водопровода, водотведения, очистных сооружений, освоение строительной площадки, завоз необходимых материалов и оборудования, переустройство инженерных сетей и подземных коммуникаций, разбивка в натуре осей подземного сооружения, усиление фундаментов зданий, расположенных в непосредственной близости от строительной площадки, и т.д.\*

Все работы подготовительного периода принято подразделять на *внутриплощадочные*, выполняемые непосредственно на строительной площадке, и *внеплощадочные*, выполняемые за пределами строительной площадки.

Для обеспечения строительства электроэнергией к строительной площадке подводят линию электропередачи (ЛЭП). В зависимости от масштабов, сроков строительства, местоположения строительной площадки в черте города и условий электроснабжения участка застройки возможно сооружение постоянной или временной ЛЭП, подсоединяемой к свободному фидеру районной подстанции, трансформаторной станции ближайшего действующего предприятия или к проходящей вблизи строительства ЛЭП. При значительной удаленности строительной площадки от источников электроэнергии или (что бывает значительно чаще, даже в условиях крупных городов и городов-мегаполисов) при недостатке мощности районной подстанции обеспечение строительства электричеством, как минимум на начальный период, может производиться с помощью передвижных электростанций, действующих от двигателя внутреннего сгорания (ПЭС). Обычно применяются следующие ПЭС: ДГ-50, АД-70, ДГ-400.

На строительной площадке размещают трансформаторную подстанцию, служащую для приема электроэнергии, ее трансформации и распределения по потребителям.

От строительной площадки до ближайшего телефонного узла прокладывают линию телефонной связи.

Для доставки на строительную площадку строительных конструкций, материалов и оборудования в любое время года и независимо от погодных условий необходимо предусмотреть сооружение внутрипостроечных дорог. В городских условиях это

---

\* Более подробно см. [75]

прежде всего временные автомобильные дороги, прокладываемые с помощью сборных железобетонных плит, укладываемых на песчаную подушку.

Обеспечение строительства водой осуществляют от ближайшего действующего водопровода или, при его отсутствии, путем бурения артезианской скважины. Для технического водоснабжения могут использоваться близлежащие водоемы. В особых случаях возможна доставка воды в автомобильных или железнодорожных цистернах.

При возведении пассажирских обустройств и реконструкции остановочных пунктов участка скоростного движения Москва-пассажирская-Ярославская — Мытищи снабжение строительства водой осуществлялось железнодорожными цистернами со специальных пожарных поездов. Вода, в основном, расходовалась на санитарно-бытовые нужды и приготовление бетона.

Вода в период строительства расходуется на производственные нужды (охлаждение компрессоров, приготовление бетона, мойка машин, снабжение котельной и т.п.), санитарно-бытовые нужды (душевая, столовая) и противопожарные нужды. Потребность строительства в воде определяется путем расчета на основании следующих норм: на приготовление бетона —  $250 \text{ л/м}^3$ , приготовление сложных и цементных растворов  $190\text{--}275 \text{ л/м}^3$ , мойка автотранспорта —  $400\text{--}700 \text{ л/сут}$  на одну машину, душ —  $25\text{--}30 \text{ л}$  в течение 5 мин на одного человека, санитарно-бытовые нужды —  $200 \text{ л/сут}$ , противопожарные нужды — до  $10 \text{ л/с}$ .

Для отвода технических и бытовых вод, в соответствии с требованиями охраны окружающей среды, прокладывают канализационный трубопровод с очистными сооружениями.

При открытом способе ведения строительных работ строительные площадки могут располагаться по всей трассе подземного сооружения. На строительной площадке размещают: оборудование для устройства ограждения котлована и производства земляных работ, растворный узел, подъемные краны, грунтоуплотняющие механизмы и пр.

В городских условиях размеры и очертания строительной площадки в плане определяются условиями планировки и застройки городской территории и особенностями движения наземного транспорта. Строительная площадка должна быть ограждена и обозначена соответствующими надписями.

Освоение строительной площадки начинают с работ нулевого цикла, включающих: очистку территории от леса, камней и валунов, удаление растительного слоя, разбивку осей временных зданий и сооружений, осей и контурных очертаний подземных выработок, съемку подземных коммуникаций, подготовку строительной площадки (снос зданий, разбор дорожного покрытия, устройство водоотводных и дренажных сооружений). При строительстве открытым или опускным способами в пределах строительной площадки производят перекладку или подвеску подземных коммуникаций, попадающих в пределы строящегося подземного сооружения. На этом этапе обычно осуществляют монтаж трубопроводов водоснабжения, водоотведения, теплоснабжения и сжатого воздуха, прокладку силовых и слаботочных кабелей. Наиболее рациональным является способ укладки подземных коммуникаций в коллекторы. Это снижает объем работ по созданию временных коммуникаций и облегчает их последующий ремонт и демонтаж.

Геодезическо-маркшейдерские работы на строительной площадке заключаются в устройстве реперов и установке разбивочных знаков. До начала строительных работ положение здания или сооружения на местности фиксируется по геодезическим планам строительной площадки. Опорные пункты и нивелировочные сети привязывают к пунктам государственной триангуляционной сети. Далее к опорной геодезической сети привязывают все здания и сооружения. Основные точки и разбивочные оси закрепляют железобетонными, металлическими или деревянными знаками по нивелировочной сетке, перенесенной на площадку.

Зачистка строительной площадки от древесно-кустарниковой растительности, пней, камней и валунов включает в себя: пересадку деревьев ценных пород, расчистку от кустарников и мелколесья, валку леса, раскорчевку и уборку пней, камней и валунов. Ценные породы деревьев пересаживают в назначенные места и сроки, устанавливаемые в соответствии с агротехническими требованиями. Деревья других пород спиливают и перемещают на специальные площадки. Камни и валуны убирают с помощью бульдозера.

В настоящее время при проектировании и строительстве городских подземных сооружений, особенно в центральной части крупных городов, стремятся к максимально-возможному сохра-

нению древесной растительности. Так, при строительстве общественно-жилого комплекса «Филипповский переулок» в районе Старого Арбата в Москве ограждение котлована подземного гаража совпало с растущим во дворе деревом в возрасте около 50 лет. Проекты ограждения котлована и производства работ были изменены таким образом, чтобы сохранить дерево с минимальной трансформацией конфигурации наружной стены подземного гаража.

Стены зданий и сооружений, подлежащих сносу, разрушают при помощи навесного шар-молота или общестроительного экскаватора с прямой или обратной лопатой.

Планировку площадки выполняют на основании топографической съемки и совмещенного плана расположения постоянных и временных зданий.

Поверхностные воды со строительной площадки отводят путем устройства водоотводных канав в пониженные точки местности или в ливневую канализацию. С этой целью могут устраиваться закрытые дренажи в виде траншей, заполненных песком, щебнем или гравием, с уложенной внизу трубой или лотком, по которым и происходит отвод воды. Траншеи располагаются ниже глубины промерзания грунта и имеют уклон не менее 0,005. Поверхность складских и монтажных площадок должна быть спланирована таким образом, чтобы иметь уклон, обеспечивающий сток поверхностных вод.

После завершения работ нулевого цикла начинают возведение временных зданий и сооружений административно-бытового комбината (АБК), включающих: нарядную, раздевалку, душ, помещения для надзора и аппарата управления. Для размещения АБК могут использоваться существующие здания, а также бытовые городки, собираемые из модульных конструкций.

До ведения основных строительных работ на строительной площадке должны быть установлены: компрессорные установки, котельная, комплектные трансформаторные подстанции, устроены склады строительных материалов и изделий, арматурный двор, механическая мастерская с кузнечным, слесарным и электрическим отделениями. В городских условиях стараются применять передвижные компрессорные станции, трансформаторные подстанции и котельные установки.

Для хранения строительных материалов и изделий строят четыре типа складов: открытый — для хранения леса, кирпича, песка, щебня, металлических и железобетонных конструкций; полужакрытый (навес) — для металлопроката, арматуры, битума и проч.; закрытый — для цемента; универсальный — для электро-монтажных, лакокрасочных и гидроизоляционных материалов, измерительных приборов, инструмента, запасных частей, спецодежды и пр. Склады стараются располагать вблизи подъездных путей и оснащать погрузочно-разгрузочными механизмами.

На всей территории строительной площадки необходимо предусмотреть наружное электрическое освещение электросветильниками, подвешиваемыми на высоте не менее 4 м, при расстоянии между световыми точками не более 200 м с соблюдением норм освещенности, требуемых СНиП 3.01.01-85\*.

Обеспечение строительства бетонной смесью может осуществляться по двум основным схемам:

I — бетонную смесь, приготовленную на ближайшем бетонном заводе, доставляют на строительную площадку автомобильным транспортом в автобетоновозах; этот способ применим при транспортировке бетонной смеси на расстояние до 10 км;

II — бетонную смесь готовят в смесительных установках, расположенных на строительной площадке. Чаще всего с этой целью применяют передвижные установки типа С-543.

В отдельных случаях, при строительстве особо крупных подземных сооружений, для обеспечения строительства бетоном возможно возведение временного бетонного завода достаточной мощности.

### **1.3. Ограждения котлованов**

Строительство городских подземных сооружений в открытых котлованах предусматривает возведение подземных конструкций в предварительно вскрытом котловане с обратной засыпкой его грунтом и восстановлением инженерного благоустройства территории.

Форма, размеры и глубина котлована зависят от формы и габаритов строящегося объекта, особенностей существующей застройки и инженерно-геологических условий района строитель-

ства. В зависимости от перечисленных условий котлованы могут быть (рис. 1.1):

- с естественными откосами — применяются в устойчивых необводненных грунтах при наличии достаточно свободной территории и организованном отводе поверхностных вод;
- с вертикальными откосами — применяются при строительстве подземных сооружений вблизи существующих зданий в условиях плотной городской застройки;
- с комбинированными откосами — применяются при существенной неоднородности грунтов по глубине котлована и для частичного разгрузки откоса.

### Области применения

В городских условиях, в зависимости от глубины, инженерно-геологических условий и обводненности грунтов, используются различные конструктивные способы закрепления стен котлованов. С этой целью применяют:

- распорные крепления;
- подкосные крепления;
- забивные металлические сваи;
- шпунт;
- буронабивные сваи;
- железобетонные сваи-стойки, опущенные в предварительно пробуренные скважины;
- грунтовые анкеры.

**Распорные крепления (распорки)** применяют при ширине котлованов и траншей, не превышающей 15 м. По глубине котло-

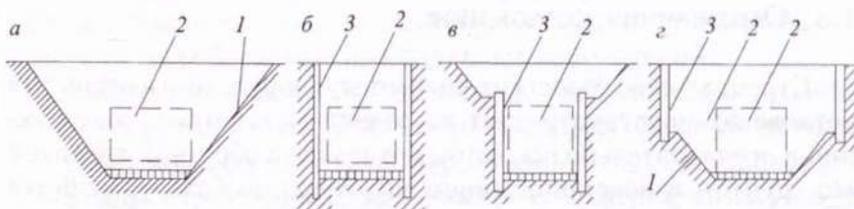


Рис. 1.1. Схемы конструкции котлованов: *а* — с естественными откосами; *б* — с вертикальными откосами; *в, г* — с комбинированными откосами: *1* — откос; *2* — подземное сооружение; *3* — ограждение котлована

вана распорки могут устанавливаться в один, два или несколько рядов (рис. 1.2). Распорные крепления обыкновенно применяют совместно с щитовыми или балочными ограждениями.

**Щитовые ограждения** представляют собой инвентарные щиты, выполненные из досок, водостойкой фанеры или металла, удерживающие стены траншеи или котлована от обрушения при помощи распорок. Могут использоваться в грунтах, способных хотя бы непродолжительное время (на период установки крепления) держать вертикальный откос.

**Балочные ограждения\*** используются в связных грунтах и состоят из двутавров или спаренных швеллеров № 40÷60, забиваемых на расстоянии не более 3 м друг от друга. Принцип работы балочного ограждения заключается в том, что в связных грунтах между вертикальными балками образуются горизонтальные своды, передающие на эти балки давление грунта.

**Подкосные крепления (подкосы)** применяются для крепления ограждений стен широких котлованов. Способ применяется при невозможности устройства грунтовых анкеров, а также для снижения стоимости строительства. По высоте подкосы могут устанавливаться в один или два ряда (рис. 1.3). Главным недо-

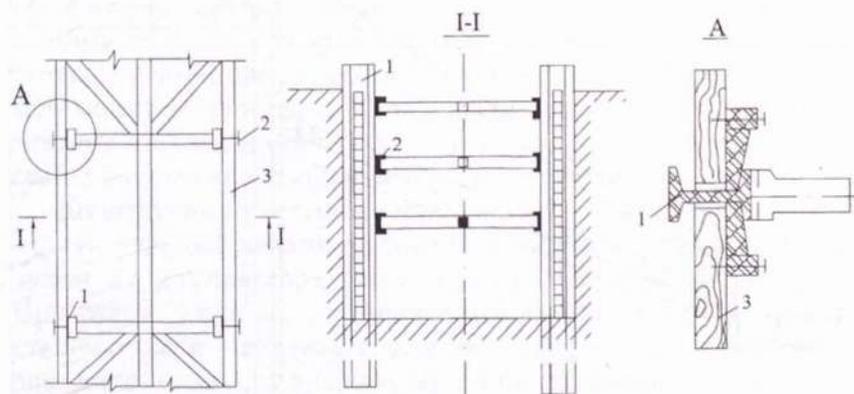


Рис. 1.2. Балочное ограждение с распорным креплением: 1 – упорные коротыши из швеллеров; 2 – стойка из двутавра; 3 – забирка

\* Балочные ограждения еще могут называться «способом Сименса» или «ограждением Метростроя».

статком этого способа является сложность производства земляных работ вблизи подкосных креплений.

**Забивные металлические сваи** применяют для крепления вертикальных стен котлованов и траншей. В качестве свай чаще всего используются стальные двутавры № 30+60 или трубы  $\varnothing 150-400$  мм. Сваи погружают в один или два ряда в шахматном порядке на расстоянии 0,5–1,5 м одна от другой с заглублением ниже дна котлована. Пространство между сваями может оставаться свободным (по аналогии с балочным ограждением) либо крепится с помощью стального листа, деревянных досок, железобетонных плит или покрытия из набрызгбетона. Последнее применяется только в связных грунтах. При глубине котлована более 3÷4 м для придания устойчивости всей конструкции сваи дополнительно распирают одним или двумя рядами рас-

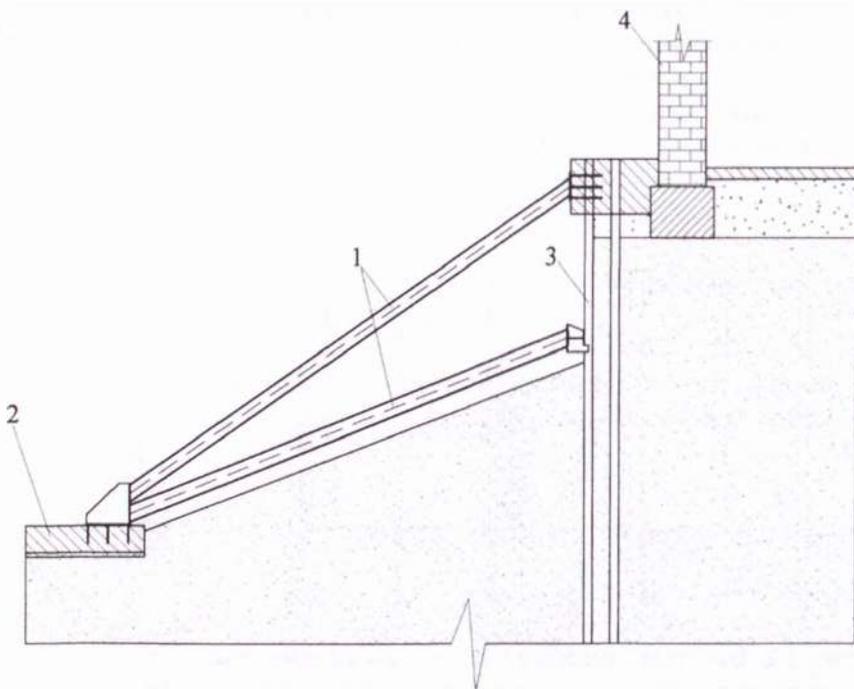


Рис. 1.3. Подкосное крепление стен котлована: 1 — подкосы из металлических труб; 2 — пионерная плита; 3 — ограждение; 4 — стена существующего дома

стрелов. Расстояние между расстрелами по горизонтали обычно составляет 3,5—4,5 м. В том случае, если ширина котлована превышает 20 м, могут применяться промежуточные ряды свай, укрепляемых распорной крепью.

Для погружения металлических свай используют\*:

- вибромолоты и вибропогружатели;
- дизель-молоты;
- пневмопробойники.

К вибромолотам относят молоты ударно-вибрационного действия, в которых вертикально направленные колебания, создаваемые вибровозбудителем и передаваемые погружаемой свае, сочетаются с периодическими ударами по ней. В качестве привода вибровозбудителя используются двигатели электрические и внутреннего сгорания.

Вибропогружатели по форме возбуждаемых колебаний подразделяют на машины продольного и продольно-вращательного действия. По рабочей частоте колебаний эти машины могут быть: высокочастотные (700÷1500 кол/мин) и низкочастотные (300÷500 кол/мин). При погружении стального шпунта и металлических труб наиболее часто используется отечественный высокочастотный вибропогружатель ВПП-2А, предназначенный для погружения стального шпунта и труб весом до 1,5 т в водонасыщенные песчаные грунты на глубину до 12—15 м и в слабые пластичные глинистые грунты на глубины до 10 м. Вибропогружатель может использоваться как для погружения, так и для выдергивания шпунта и свай (рис. 1.4). Кроме этого для извлечения свай и шпунта используются свае- и шпунтовывдергиватели.

Конструкция пневмопробойника (рис. 1.5) включает в себя: корпус, ударный механизм, приводимый в действие сжатым воздухом от компрессора, воздухораспределительный патрубок. При работе ударник, установленный внутри корпуса, под действием сжатого воздуха совершает возвратно-поступательное движение и наносит удары изнутри по передней части корпуса. Под действием этих ударов корпус перемещается вперед. Перемещение внутри пневмопробойника воздухораспределительного патрубка из переднего положения (соответствующего прямому ходу) в заднее (соответствующее обратному движению) обеспе-

---

\* Основные характеристики оборудования приводятся в Части IV.



Рис. 1.4. Погружение шпунта типа «Ларсен» вибропогружателем

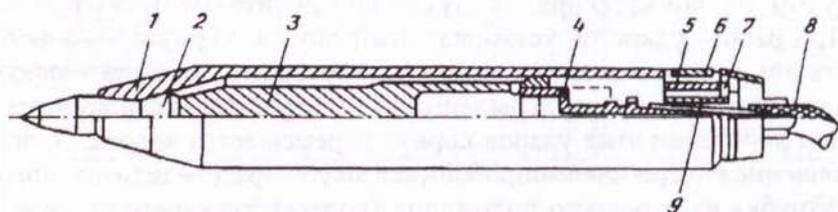


Рис. 1.5. Схема пневмопробойника: 1 – корпус; 2 – наковальня; 3 – боек; 4 – патрубок; 5 – амортизатор; 6 – задняя гайка; 7 – клапан; 8 – воздухоподводящий шланг; 9 – гайка

чивает перемещение пневмопробойника в обратном направлении. Производительность пневмопробойника зависит от физико-механических свойств грунта, диаметра забиваемой трубы или пробиваемой скважины, энергии единичного удара, частоты ударов и других параметров.

При сезонном промерзании грунтов на глубину более 1 м перед забивкой свай может производиться бурение лидерных скважин на глубину промерзания.

В тех случаях, когда при погружении свай необходимо избежать шума и вибрации, сопровождающих обычную забивку свай, используют их установку в заранее пробуренные скважины, закрепляя в донной части (до уровня дна котлована) бетоном. Свободное пространство между стенками скважины и сваем засыпают песком.

Другой способ погружения свай с минимальной вибрационной нагрузкой на грунты основания и окружающие здания и сооружения заключается в установке свай в предварительно пробуренные скважины, недобуренные примерно на  $\frac{1}{3} + \frac{1}{4}$  проектной глубины. Далее сваи добиваются или доаваливаются. Для обеспечения максимально возможного сцепления сваи с грунтом по ее боковой поверхности, непосредственно перед погружением сваи, скважина заполняется цементно-песчаным раствором.

**Металлический шпунт** представляет собой прокатный металлический профиль длиной 12 или 25 м и шириной до 0,5 м. Существуют 4 стандартных профиля металлического шпунта (рис. 1.6):

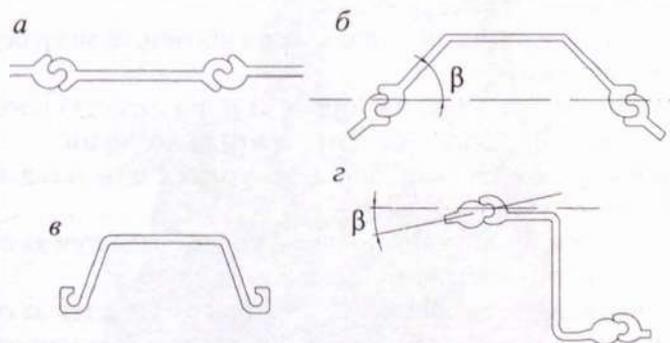


Рис. 1.6. Профили металлического шпунта: а – плоский; б – корытный; в – корытный типа «Ларсен»; г – Z-образный

- плоский;
- корытный;
- типа «Ларсен»;
- Z-образный.

Шпунт погружают забивкой, вдавливанием или вибропогружением (см. рис. 1.4). Для создания правильного направления забивки низ шпунта срезают под острым углом к соседней, уже забитой шпунтине. В начале забивки удары производят с небольшой высоты подъема молота, перенося центр удара ближе к замку. С целью снижения водопритока, при наличии водоупора вблизи дна котлована, шпунт стараются заглубить в водоупор. Необходимо учитывать, что применение вибропогружения может приводить к осадкам и деформациям зданий и сооружений, расположенных в непосредственной близости от места ведения строительных работ.

Для снижения вибрационного воздействия на конструкции зданий, непосредственно примыкающих к ограждению котлована, может использоваться завинчивание металлических труб (рис. 1.7).

В последние годы для погружения шпунта и металлических труб в непосредственной близости от существующих зданий широко используется способ вдавливания. Наиболее существенными преимуществами этого способа являются:

- отсутствие динамических и вибрационных воздействий на грунты основания и конструкции прилегающих зданий, что исключает неравномерные осадки, трещины, разрушения и т.п. явления;
- высокая точность погружения;
- снижение удельных энергозатрат на погонный метр ограждения котлована.

Все машины для вдавливания свай и шпунта по способу создаваемого усилия подразделяются на три категории:

- машины, усилие вдавливания в которых создается за счет собственного веса;
- машины, усилие вдавливания в которых создается за счет дополнительного пригруза;
- машины, усилие вдавливания в которых создается за счет передачи реактивного усилия на монолитную массивную железобетонную плиту или ростверк, предварительно заанкеренный в грунт основания.

К первой категории относятся установки: АВС-35 массой 40,4 т; вдавливающая установка на базе экскаватора Э-754 массой 45 т; сваевдавливающая установка УСВ-120 на базе экскаватора ЭО-6122, масса экскаватора составляет 56,3 т, масса навесного оборудования — 43 т и т.п. Ко второй категории можно отнести установку с пригрузом конструкции треста № 101 Главленин-

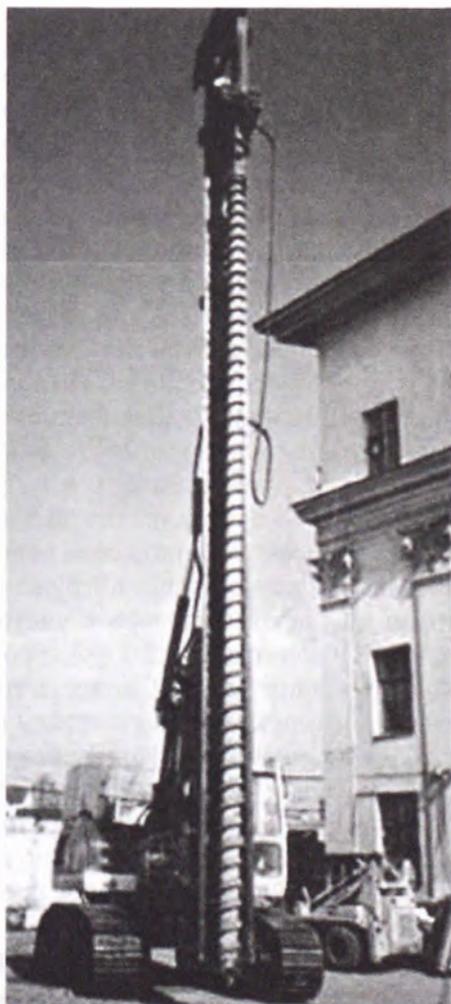


Рис. 1.7. Навесное оборудование на экскаватор для завинчивания свай

градостроя массой до 200 т. Эти машины, в большинстве своем, характеризуются малой маневренностью и большой массой. Последняя характеристика не позволяет применять их для устройства ограждений котлованов в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений, так как дополнительное давление на грунты основания от собственного веса машины и дополнительного пригруза приведет к неравномерным осадкам, кренам и другим повреждениям зданий. Поэтому в условиях плотной городской застройки наиболее целесообразно использовать установки третьей категории. Технология устройства ограждения котлована в этом случае включает следующие операции.

На первом этапе производятся работы по устройству монолитной железобетонной плиты или ростверка, который предназначен для восприятия реактивного усилия при погружении свай. В местах расположения свай, в плите или ростверке, оставляют отверстия и анкерные болты, к которым, после набора бетоном прочности, будет крепиться установка для задавливания свай. С этой целью, в основном, применяются металлические трубы.

Трубы погружаются в грунт секциями, которые соединяются между собой при помощи сварки. Задавливание секций производится до проектной глубины или до момента фиксации на манометре установки давления, превышающего в 1,2 раза расчетную несущую способность сваи. В случае значительного расхождения между расчетной и фактической длиной сваи решение о возможности и целесообразности дальнейшего погружения принимается представителями авторского надзора с учетом конкретных геологических условий и сопутствующих факторов. После достижения расчетной глубины погружения полость трубы армируется одиночным стержнем или пространственным каркасом, и начинается процесс бетонирования. При этом обсадная труба остается в грунте (трубобетонная свая) или извлекается по мере заполнения полости бетоном (набивная железобетонная свая). Бетонирование ведется непрерывно, вплоть до заполнения технологического отверстия ростверка, через которое производилось задавливание обсадной трубы.

Как видно из описанной технологии, установки третьей группы могут использоваться как для устройства ограждений котлованов, так и свайных фундаментов строящихся или реконструируемых зданий.

**Грунтовые анкеры (анкерные устройства)** — это устройства, предназначенные для перераспределения усилий в ограждающих конструкциях на удаленные или глубоко расположенные слои грунта (*рис. 1.8*). Применение анкеров в подпорных и ограждающих стенах позволяет отказаться от распорных поясов, тем самым значительно облегчая последующую разработку котлованов.

В основе принципа работы грунтовых анкеров находится использование несущей способности грунта воспринимать создаваемые им же нагрузки на ограждающие конструкции. Для этого замковая часть анкера должна располагаться за пределами возможной призмы обрушения.

По сроку службы анкеры подразделяют на постоянные и временные. Постоянные анкеры входят в состав ограждающей конструкции стен котлована и обеспечивают ее работу на весь период эксплуатации. Временные анкеры выполняют роль временного ограждения котлована на период строительства.

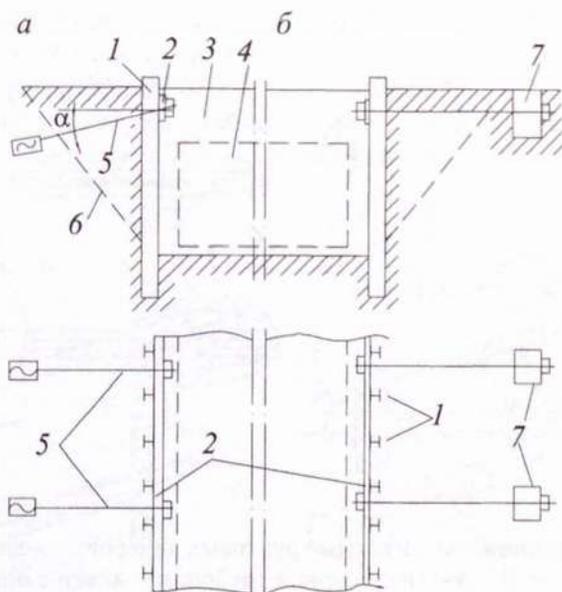


Рис. 1.8. Схемы анкерного крепления стен котлована: *a* — анкер, расположенный под углом к горизонтالي; *б* — горизонтальный анкер: 1 — сваи; 2 — пояса; 3 — котлован; 4 — контур подземного сооружения; 5 — анкеры; 6 — призма обрушения; 7 — железобетонный упор

По схеме взаимодействия с грунтом анкеры подразделяют на следующие группы:

- наземные (гравитационные), располагающиеся на поверхности грунта: смещению анкеров препятствуют силы трения между грунтом и конструкцией анкеров;
- заглубленные, находящиеся в массиве грунта; перемещению элементов анкера препятствует сопротивление грунта.

Заглубленные анкеры могут быть изготовлены с предварительным натяжением или без него.

По основным принципиальным схемам грунтовые анкеры могут быть (рис. 1.9):

- с теряемым башмаком;
- с опорной трубой;
- с инъекционной трубкой;
- с манжетной трубой при внутреннем расположении тяги;
- с манжетной трубой при внешнем расположении тяги.

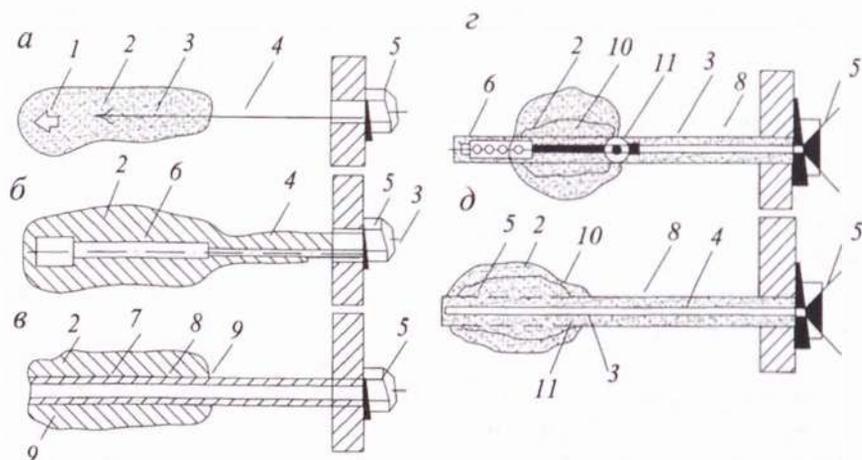


Рис. 1.9. Принципиальные схемы грунтовых анкеров: а — анкер с теряемым башмаком; б — анкер с опорной трубой; в — анкер с инъекционной трубкой; д — анкер с манжетной трубой при внутреннем расположении тяги; д — анкер с манжетной трубой при наружном расположении тяги: 1 — теряемый башмак; 2 — заделка; 3 — тяга; 4 — изолирующая оболочка; 5 — оголовок; 6 — замок; 7 — инъекционная трубка; 8 — обойма; 9 — фиксатор; 10 — манжетная труба; 11 — пакер

Конструктивно грунтовые анкеры состоят из оголовка, заделки и анкерной тяги.

*Оголовок* — опорная часть анкера, обеспечивающая натяжение и закрепление анкерной тяги и передачу усилий на ограждающую конструкцию.

*Заделка* — рабочая фиксирующая часть анкера, предназначенная для передачи выдерживаемого усилия от ограждающей конструкции на окружающий грунтовый массив.

*Анкерная тяга* — напрягаемая часть анкера, предназначенная для передачи выдерживаемого усилия от ограждающей конструкции на заделку анкера, обычно выполняемая из:

- стальной трубы;
- отдельного стержня;
- пучка отдельных стержней;
- проволочных прядей.

Технология устройства анкеров состоит из следующих процессов: проходки скважины, установки анкера, цементации зоны заделки, натяжения и закрепления анкера.

На *рис. 1.10* показана последовательность устройства грунтового анкера с теряемым башмаком. Она включает:

- проходку скважины с забивкой обсадных труб с башмаком;
- установку внутри обсадных труб тяги с изолирующей оболочкой;

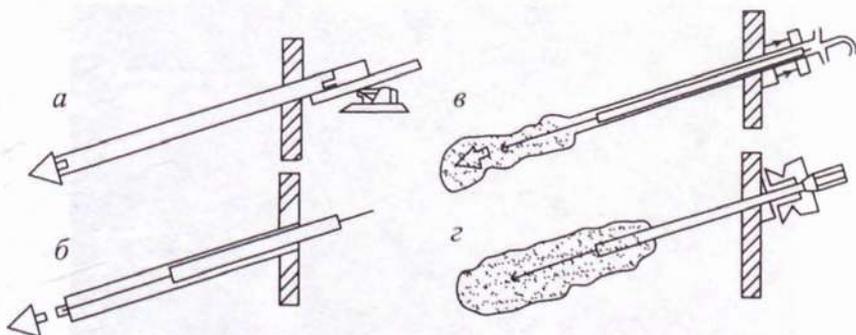


Рис. 1.10. Технология устройства анкера с теряемым башмаком: а — бурение скважины; б — погружение анкера; в — нагнетание цементного раствора в скважину; г — натяжение анкера и его закрепление на конструкции

- высаживание теряемого башмака в грунт;
- нагнетание в скважину цементного раствора с параллельным извлечением обсадных труб;
- натяжение и закрепление анкера на оголовке (производится после набора цементным раствором проектной прочности) (рис. 1.11).

Анкеры располагают в один или несколько ярусов по высоте (рис. 1.12). Угол наклона анкеров к горизонту  $\alpha$  не превышает  $25-30^\circ$ . При больших значениях угла наклона снижается горизонтальная составляющая удерживающего усилия.

В некоторых случаях возможно устройство горизонтальных анкерных оттяжек (см. рис. 1.8, б), помещаемых в траншеях и закрепляемых на специальных сваях или железобетонных массивах, которые располагают за пределами возможной призмы обрушения.

Грунтовые анкеры имеют следующие преимущества перед другими способами крепления стен котлована: они не занимают рабочее пространство в котловане, т.е. не мешают при разработке грунта и устройстве конструкций, и имеют гораздо меньшую материалоемкость.

Как один из примеров использования анкеров можно рассматривать работы по предотвращению опасных деформаций стен шлюзов № 7 и № 8 канала Москва—Волга. Их необходи-

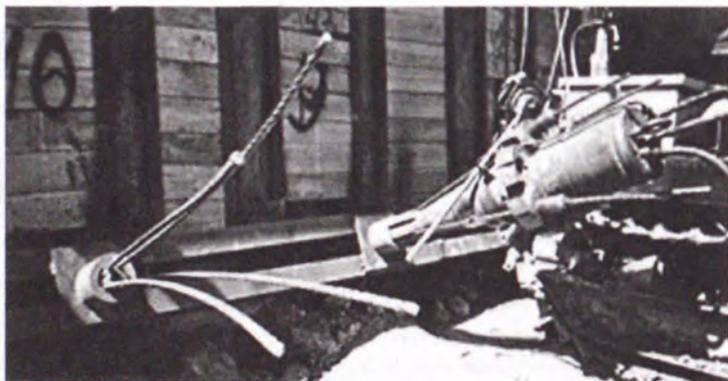


Рис. 1.11. Предварительное натяжение прядевого анкера гидравлическим домкратом при сооружении ограждения котлована Лефортовского тоннеля. Проектное усилие 40 тс, испытательная нагрузка до 80 тс

мость была вызвана выходом из строя силовой арматуры конструкции и нарастанием перемещений стен шлюза внутрь шлюзовых камер. Для восстановления армирования и предотвращения деформаций были установлены 1 100 анкеров, по 7 канатов в каждом, с предварительным усилием натяжения 800 кН. Анкеры рассчитаны на срок службы не менее 50 лет.

В том случае, когда реконструируемое сооружение располагается в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений, перед началом земляных работ необходимо закрепить фундаменты зданий. Для этого проводят специальные

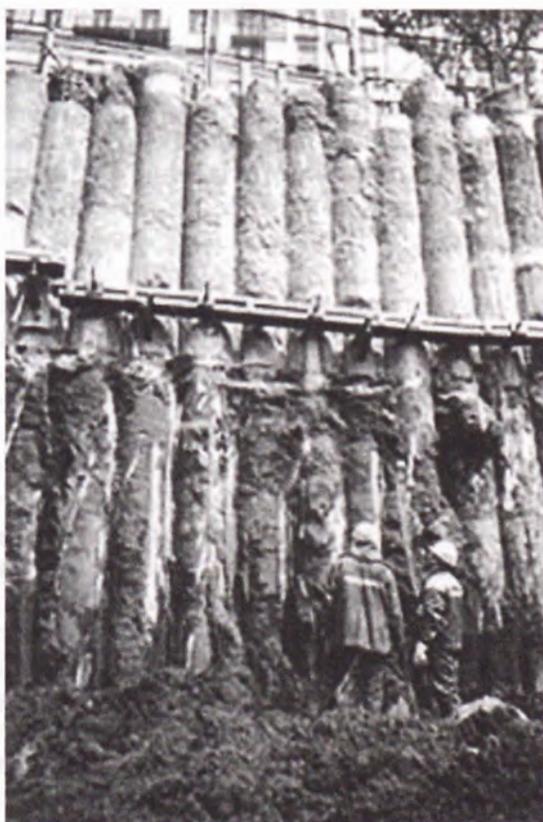


Рис. 1.12. Ограждение котлована из буросекущихся свай, укрепленное грунтовыми анкерами

мероприятия, связанные с повышением несущей способности грунтов оснований фундаментов, передачи нагрузок от существующего фундамента на более глубокие слои грунта через сваи и другие необходимые операции, более подробно описанные в Части II.

Рассмотрим несколько примеров строительства подземных частей зданий и сопутствующих им специальных мероприятий.

**Устройство ограждения котлована общественно-жилого комплекса в Филипповском переулке в Москве**, включающего подземную автостоянку и надземное строение высотой 5—7 этажей. Глубина котлована переменная и колеблется от 3,4 до 7,3 м.

Участок строительства характеризуется чрезвычайно сложными инженерно-геологическими и градостроительными условиями. С поверхности залегают насыпные грунты: пески мелкие, местами глинистые с прослоями озерно-болотного мела, маловлажные и влажные. Местами в состав насыпи входят перекопанные озерно-болотные отложения. Под насыпными грунтами залегает толща древнеаллювиальных песков, разделенная слоями и линзами древнеаллювиальных озерно-болотных отложений, представленных мелями, мергелями, реже супесями и суглинками. Подстилающими грунтами служат предледниковые отложения, представленные песками крупными с гравием и щебнем, с линзами глины средней плотности, влажными, а также гравийно-щебенистыми грунтами с песчано-глинистым заполнителем, плотным, влажным. В гидрогеологическом отношении участок характеризуется наличием «верховодки» в толще озерно-болотных отложений на глубине 3,1+6,8 м. Местами «верховодка» залегает по кровле суглинков морены на глубине 10,2+17,2 м. Образование «верховодки» связано с фильтрацией атмосферных осадков и воды от утечек из подземных коммуникаций. Основной надкаменноугольный водоносный горизонт залегает на глубине 26,8+32,6 м.

К котловану строящегося общественно-жилого комплекса примыкают 4 жилых и административных здания высотой от 5 до 7 этажей. Глубина заложения подошвы фундаментов наружных стен существующих зданий от поверхности земли 2,35+5,36 м. Фундаменты зданий выполнены из железобетона, красного глиняного кирпича, камня известняка и бутобетона. Под частью застраиваемого участка выявлен подвал, засыпанный бытовым и строительным мусором, с размерами в плане примерно 22 × 12 м. Глубина заложения подвала от поверхности земли 3,96 м.

Ограждение котлована возводилось вплотную к существующим зданиям. Проект ограждения выполнялся в несколько последующих этапов.

1. Усиление фундаментов существующих зданий. Грунты оснований фундаментов, прилегающих к котловану, были закреплены путем цементации, затем пробурены скважины, в которых устроены буроинъекционные сваи  $\varnothing 190$  мм и длиной 15 м (рис. 1.13).
2. Устройство ограждения котлована в виде двух рядов металлических свай из труб  $\varnothing 159$  мм с пространственным арматурным каркасом из металлических распорок. Сваи погружались в грунт с шагом 0,7 м.

Во избежание вибрационного воздействия от забивки свай на окружающие здания и сооружения для погружения свай использовалась сваедавливающая машина ГСЗМ-80, предназначенная для давливания железобетонных квадратных свай размером до  $250 \times 250$  мм, круглых свай и труб диаметром не более 329 мм, а также шпунтов всех видов габаритом не более  $250 \times 250$  мм (рис. 1.14). Машина имеет гидравлический привод и снабжена средствами для автоматизации рабочего процесса.

Для работы сваедавливающей машины было разработано конструктивное решение массивного железобетонного ростверка, позволяющее полностью передавать все нагрузки при давлении на ростверк без упора в вышележащие конструкции или сооружения.

При устройстве ограждения котлована возникли проблемы, вынудившие частично изменить технологию погружения металлических свай. Это было вызвано в первую очередь тем, что в гравелистых песках на глубине 10–12 м усилие давливания превышало 900 кН, что превосходило технические возможности используемой сваедавливающей машины ГСЗМ-80 и резко снижало производительность. Учитывая крайне сжатые сроки производства работ, было принято решение часть свай, расположенных вдоль местного проезда и стены одного из зданий, забить с помощью пневмопробойника СО-166 (рис. 1.15). Для этого бурилась скважина, заполнялась цементным раствором, а затем пневмопробойником в эту скважину забивались металлические трубы на проектную глубину. Принятая технологическая схема позволила существенно сократить время устройства свайного ограждения и уложиться в назначенные сроки.

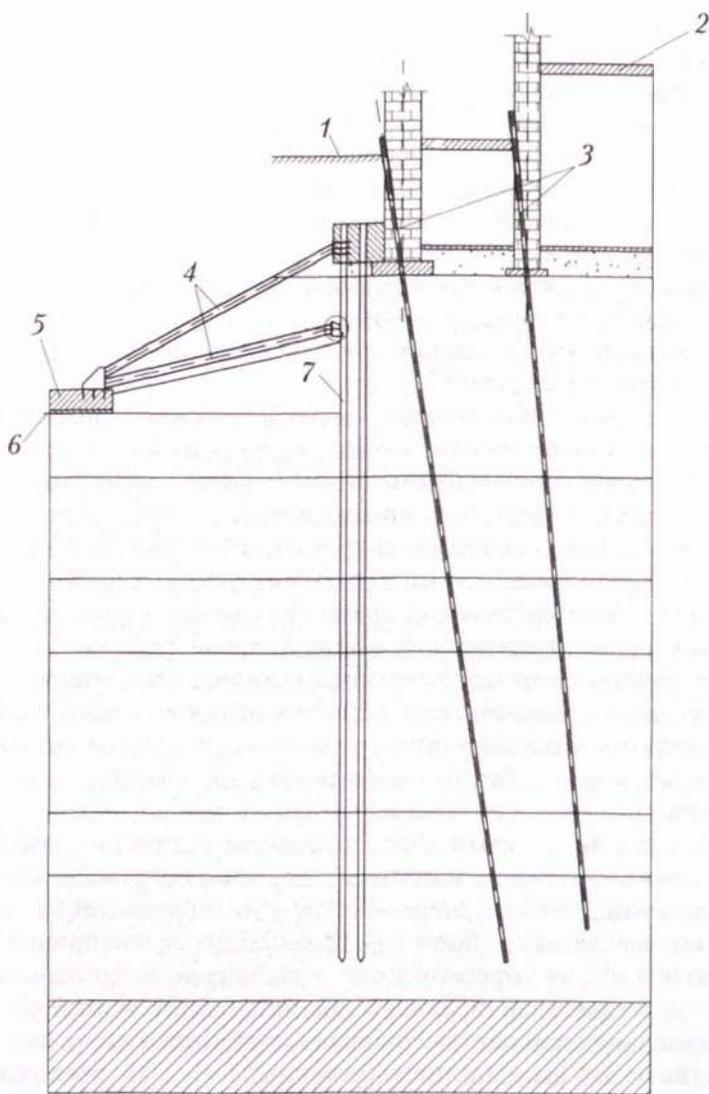


Рис. 1.13. Усиление фундаментов существующих зданий и ограждение котлована в Филипповском переулке в Москве: 1 — уровень дневной поверхности; 2 — уровень пола 1-го этажа; 3 — сваи усиления,  $\varnothing$  159 мм, длиной 15 м; 4 — подкосные крепления, труба  $\varnothing$  325 мм; 5 — пионерная плита; 6 — отметка дна котлована; 7 — ограждение котлована из металлических труб  $\varnothing$  159 мм, длиной 14 м с деревянной забиркой

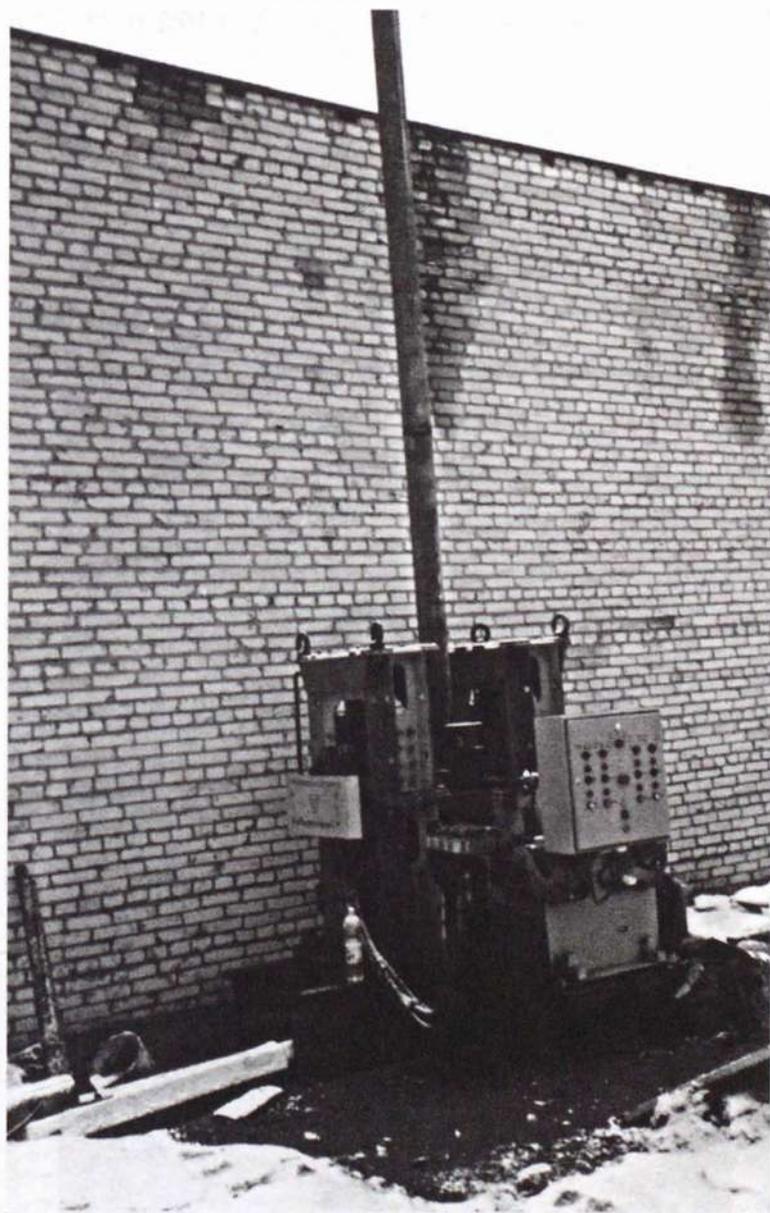


Рис. 1.14. Погружение вплотную к существующему зданию трубы  $\varnothing 159$  мм свезадавливающей машиной ГСЗМ-80

Всего были погружены 332 сваи длиной от 10,5 до 14 м. Среднее время задавливания одной сваи составило 2 часа, а вибропогружения — 30 мин.

После устройства свайного ограждения, в процессе вскрытия котлована, установлены два ряда распорок из металлических труб  $\varnothing 325$  мм (рис. 1.16, см. рис. 1.13).



Рис. 1.15. Погружение в предварительно пробуренную скважину металлической трубы пневмопробойником СО-166

С начала строительных работ на площадке велись систематические высокоточные геодезические наблюдения за осадками прилегающих зданий. За 7 месячный период наблюдений осадки зданий, окружающих котлован, составили от 0,7 до 6,0 мм.

Особенное внимание уделялось тем участкам, на которых выполнялось погружение свай пневмопробойником. Максималь-

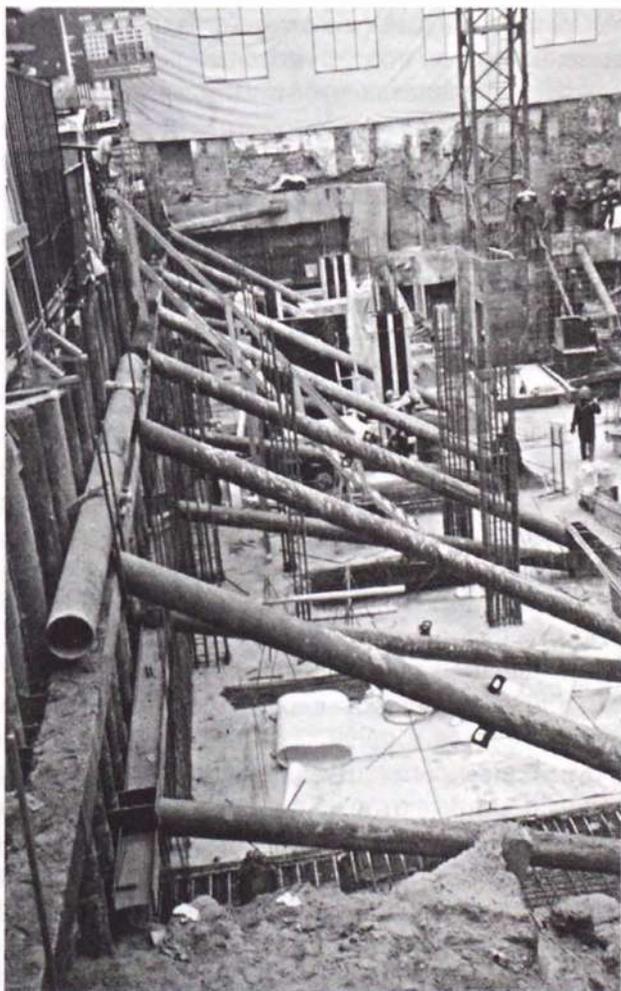


Рис. 1.16. Фрагмент ограждения котлована строящегося общественно-жилого комплекса в Филипповском переулке в Москве

ные деформации существующих зданий на данных участках не превысили 6,0 мм.

Таким образом устройство шпунтовых ограждений в виде металлических труб и погружение трубобетонных свай в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений возможно только при наличии соответствующего расчетного обоснования и организации системы регулярных высокоточных геодезических наблюдений (мониторинга), позволяющей оперативно менять принятые конструктивные решения и технологические схемы производства работ. Для минимизации воздействия строительства подземного сооружения на окружающие здания необходимо использовать щадящие технологии устройства шпунтовых ограждений с помощью малогабаритных буровых станков ( $\varnothing$  бурения до 200 мм), домкратов и пневмопробойников. Задавливание шпунтового ограждения в условиях залегания техногенных грунтов и других грунтов с твердыми включениями необходимо предварять бурением лидерных скважин.

**Строительство 10-этажного жилого дома в центре Москвы.** Участок строительства расположен в пределах флювиогляциальной террасы, осложненной засыпанной поймой реки Неглинки. Его поверхность на глубину 1,3–4,3 м покрыта насыпными грунтами: слежавшимися песками, супесями и глинами с включением щебня, обломков кирпича, щепы древесины. Современные аллювиальные отложения представлены озерно-болотным мергелем, суглинками, глинами и песками с прослойками торфа. Суглинки и глины — мягкопластичные и тугопластичные, пески мелкие, средней крупности и крупные, рыхлые, средней плотности и плотные. Толщина слоя современных аллювиальных отложений колеблется в пределах 4,6+10,9 м. Моренные полутвердые суглинки вскрыты линзой мощностью 1,7 м. Подморенные флювиогляционные отложения представлены песками средней плотности и плотными. Вскрытая толщина слоев флювиогляционных отложений колеблется в пределах 1,0+15,3 м.

Гидрогеологические условия участка характеризуются надюрским водоносным горизонтом. Подземные воды вскрыты на глубине 2,0+4,0 м на абсолютных отметках 157,27+156,16 м. За прогнозируемый уровень подземных вод принята абсолютная отметка 158,0 м. На расстоянии 20 м от одного края строящегося здания располагается 4-этажное кирпичное здание поликлиники,

состояние которого оценивается как неудовлетворительное. В связи с этим было принято решение на участке, прилегающем к зданию поликлиники, погружать сваи способом вдавливания с предварительным рыхлением грунта. Погружение производилось новой усовершенствованной сваевдавливающей установкой СВУ-В-3. На удаленных от поликлиники участках было использовано новое навесное оборудование: одноосный низкочастотный вибропогружатель направленного действия ВПОНД 10-26. Установка СВУ-В-3 предназначена для погружения в грунты I—II категорий свай и шпунта вдавливающими нагрузками вблизи существующих зданий и сооружений. Сваевдавливающее оборудование монтируется на кране РДК-25 и состоит из следующих элементов:

Наименование	Количество
Рама	1
Стрела копровая	1
Погружатель свай	1
Опорная плита	1
Пригрузы	10
Передние аутригеры	2
Задние аутригеры	2
Телескопические раскосы	2
Механизм подъема/погружения свай	1
Гидравлическая насосная станция	1
Задняя опора	1

Установка работает следующим образом. Передние аутригеры выдвигаются в стороны, обеспечивая свободный поворот вокруг своей оси. Далее, с помощью аутригеров, установка вместе с опорной плитой поднимается над поверхностью грунта, устанавливается нужное направление перемещения установки, и опорная плита перемещается относительно ходовой части базовой машины. Установку по опорной плите перемещают на точку погружения сваи. Посредством каната свайной лебедки сваю подтаскивают, заводят под наголовник погружателя и устанавливают в вертикальное положение. При включении в работу главной

лебедки «на вира» усилие от ее каната посредством полиспафта через блоки на раме передается на блоки погружателя, который перемещается вниз по направляющей вдоль копровой стрелы, вдавливая сваю. Технологическая схема движения сваевдавливательной установки по стройплощадке и последовательность погружения свай определялись стесненностью стройплощадки и техническими характеристиками основного и вспомогательного оборудования. Работы по вдавливанию начинались со свай, наиболее близко расположенных к существующим сооружениям. При вдавливании сваи в плотные грунты (или при прохождении прослоек таких грунтов) применялось бурение лидерных скважин диаметром 20 см или рыхление грунта шнеком.

При работах по вдавливанию свай на расстоянии менее 50 м от существующего здания поликлиники велся постоянный контроль за состоянием конструкций, включающий геодезическое наблюдение за осадками и визуальное наблюдение за возможными деформациями по гипсовым маякам, установленным на основных трещинах в кирпичных стенах.

Одновременно на этой же стройплощадке использовался вибропогружатель ВПОНД-10-26. Вибропогружатель снабжен свайным наголовником и комплектом сменных деталей для погружения и извлечения из грунта железобетонных свай и шпунта. Низкочастотный вибропогружатель направленного действия ВПОНД-10-26, предназначенный для погружения железобетонных забивных свай в грунты I и II категорий вблизи существующих зданий и сооружений, обладает пониженным шумом и передачей вибрации в окружающую среду. Работы по вибропогружению свай разрешалось выполнять на расстоянии не менее 45 м от здания поликлиники. Последовательность погружения свай определялась стесненностью стройплощадки и техническими характеристиками основного и вспомогательного оборудования. В процессе производства работ контролировались следующие параметры: частота вибрации, вертикальность установки сваи перед погружением и глубина погружения. При вибропогружении сваи через прослойку плотных грунтов для снижения сопротивления погружению применялось бурение лидерных скважин или рыхление грунта шнеком. При работах по вибропогружению свай вблизи существующего здания велся постоянный мониторинг за состоянием здания поликлиники.

Работы на объекте были выполнены за 35 суток. Средняя производительность составила 15 свай в смену, погружаемых ВПОНД 10-26, 12 свай в смену, погружаемых СВУ-В-3. Никаких серьезных воздействий на здание поликлиники не было зафиксировано.

#### **1.4. Применение способа «стена в грунте»**

Способ «стена в грунте» применяют при строительстве перегонных тоннелей и станций метрополитенов мелкого заложения; подземных переходов и автотранспортных тоннелей в стесненных условиях городов и на территории различных предприятий; подземных этажей зданий различного назначения; подземных коллекторов инженерных коммуникаций и других объектов в условиях плотной застройки вблизи существующих зданий и сооружений, при высоком уровне подземных вод, значительной глубине заложения подземных частей сооружений сложной формы план или линейно протяженных сооружений. Применение этого способа позволяет отказаться от металлического шпунта, проката и труб для крепления стен котлована.

Не допускается применять способ «стена в грунте» на участках с геологически неустойчивыми условиями, в крупнообломочных грунтах с незаполненными пустотами между зернами, в карстовых грунтах с пустотами и кавернами, при наличии в грунтах твердых включений (крупные валуны, обломки бетонных или железобетонных конструкций, каменной кладки, металлических балок и т.п.), в илах текучей консистенции и пльвунах, при наличии в грунтах напорных подземных вод с высокими скоростями фильтрации. Кроме этого, экономически нецелесообразным является применение этого способа при малом заглублении сооружения в грунт и большом количестве сложных конструктивных сопряжений ограждающих стен с железобетонными перекрытиями и перегородками.

Сущность способа состоит в том, что по контуру будущего сооружения специальными землеройными механизмами разрабатывают узкую и глубокую траншею для устройства в ней ограждающих стен. Для удержания стенок траншей от обрушения при их разработке и последующем заполнении бетонной смесью,

сборными железобетонными конструкциями или противofильтрационными материалами применяется глинистая суспензия. Глинистый раствор выполняет роль временной крепи, образуя на поверхности стенок траншей тонкую (толщиной 0,5+30 мм) и достаточно плотную и прочную глинистую пленку. Наличие этой пленки предотвращает избыточную фильтрацию раствора в грунтовой массив, обеспечивает передачу на грунт статического и динамического давления глинистого раствора и удерживает вертикальный откос траншеи от обрушения.

Глинистую суспензию готовят из бентонитовых или местных глин с добавками, повышающими тиксотропные свойства. Удельный вес раствора подбирается таким образом, чтобы его давление превышало активное давление грунта и воды. Обычно удельный вес раствора составляет 1,05+1,25 г/см<sup>3</sup>. В особо сложных условиях могут применяться растворы повышенной плотности — до 2,2+2,4 г/см<sup>3</sup>.

Ориентировочный расчет необходимого количества глины для получения глинистого раствора заданного удельного веса производится по формуле:

$$P = \frac{\gamma_z(\gamma - \gamma_w)}{(\gamma_z - \gamma_w)(1 - \omega)} \quad (1.1)$$

где  $P$  — вес глины в т на 1 м<sup>3</sup> глинистого раствора;  $\omega$  — влажность глины, в долях единицы;  $\gamma_z$  — удельный вес глины, т/м<sup>3</sup>;  $\gamma$  — удельный вес глинистого раствора, т/м<sup>3</sup>;  $\gamma_w$  — удельный вес воды, т/м<sup>3</sup>.

Для снижения удельного веса глинистого раствора в него добавляют воду. Объем добавляемой воды определяется по формуле:

$$\Delta V = V \frac{\gamma_1 - \gamma_2}{\gamma_2 - \gamma_w} \quad (1.2)$$

где  $\Delta V$  — необходимое количество добавляемой воды, м<sup>3</sup>;  $\gamma_1$  — удельный вес имеющегося глинистого раствора, т/м<sup>3</sup>;  $V$  — объем имеющегося глинистого раствора, м<sup>3</sup>;  $\gamma_2$  — требуемый удельный вес глинистого раствора, т/м<sup>3</sup>.

Параметры глинистых растворов подбираются, исходя из конкретных инженерно-геологических условий строительной площадки и способа производства работ по специально разработанным рекомендациям.

Процесс возведения ограждающей конструкции способом «стена в грунте» состоит из следующих технологических этапов:

- 1 — подготовительный;
- 2 — разработка грунта траншеи;
- 3 — монтаж основных несущих элементов конструкции и бетонирование;
- 4 — разработка грунта в котловане.

На строительной площадке, кроме возводимого сооружения, должны располагаться: участки для размещения глинистого хозяйства, вспомогательных сооружений и складов, площадок для армоконструкций, сборных элементов, других строительных материалов и изделий.

Во время подготовительного периода особое внимание уделяется организации глинистого хозяйства (рис. 1.17), состоящего из

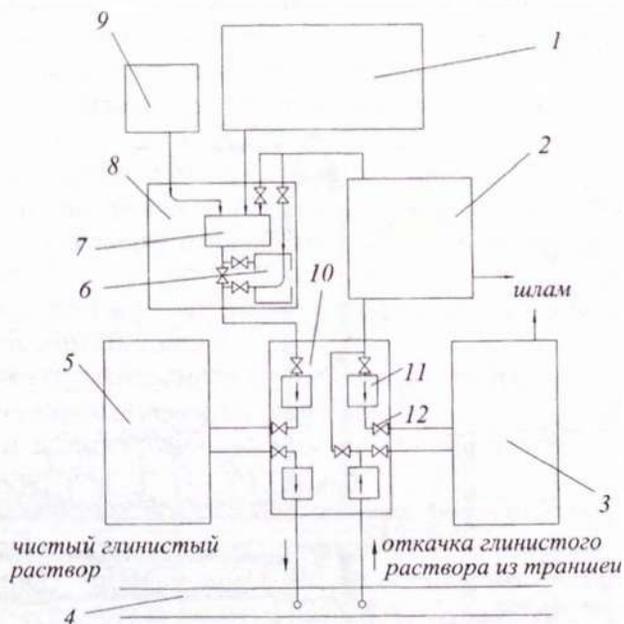


Рис. 1.17. Схема комплекса для приготовления и очистки глинистого раствора: 1 — склад глины или глинопорошка; 2 — узел очистки глинистого раствора; 3 — емкости-отстойники; 4 — траншея, емкости для хранения готового глинистого раствора; 6 — диспергатор; 7 — глиномешалка; 8 — узел приготовления глинистого раствора; 9 — склад химических реактивов; 10 — узел перекачки; 11 — насос; 12 — вентиль

склада глины или глинопорошка, склада химреактивов, узла приготовления глинистой суспензии, узла перекачки, емкости для хранения глинистой суспензии, емкости-отстойника и узла очистки глинистой суспензии. Узел приготовления глинистого раствора включает: оборудование для смешения глинистых материалов с водой и химическими реагентами и диспергации глинистого раствора.

При использовании глинопорошков для приготовления глинистого раствора применяют гидравлические смесители и быстроходные глиномешалки различных производителей. В случае использования как глинопорошков, так и комовой глины для приготовления растворов применяют глиномешалки, растворосмесители-диспергаторы (рис. 1.18), фрезерно-струйные мельницы.

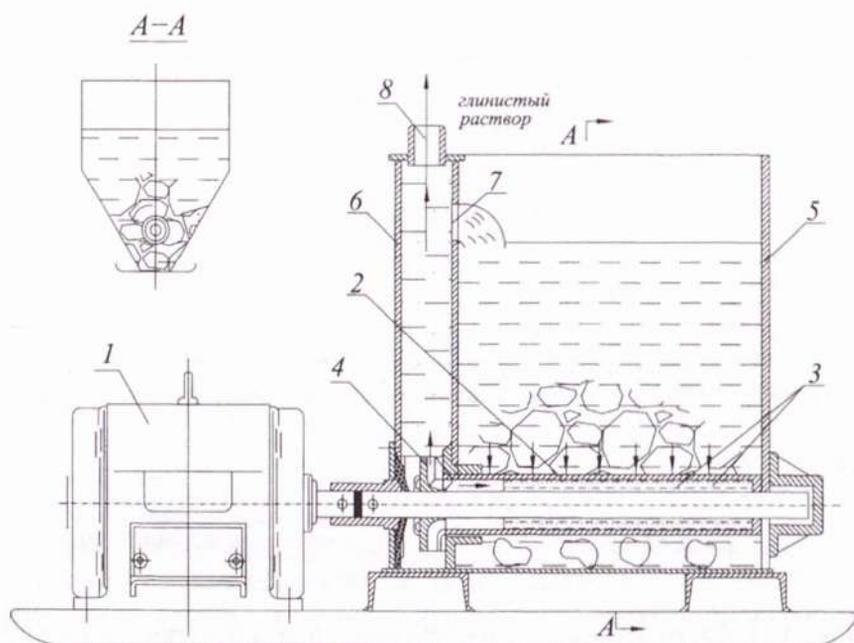


Рис. 1.18. Растворосмеситель-диспергатор: 1 — электродвигатель; 2 — ротор растворосмесителя; 3 — перфорация ротора; 4 — рабочее колесо насоса; 5 — бункер; 6 — напорная камера; 7 — циркуляционное окно; 8 — штуцер для шланга

Узел хранения включает в себя: емкости для хранения готового раствора, запас которого должен определяться в пределах суточной потребности. При необходимости должны быть предусмотрены устройства для перемешивания раствора в емкостях.

Узел транспортировки включает: оборудование для подачи раствора в траншею, трубопроводную и лотковую сети, оборудование для откачки раствора из траншеи и подачи его на узел очистки. Для перекачки раствора, в основном, применяются грязевые и шламовые насосы, а для его откачки из траншеи — насосы самовсасывающего типа (эрлифты). Трубопроводы должны собираться из труб, соединяемых быстроразъемными соединениями. В зимних условиях трубопроводы должны защищаться от промерзания.

Узел очистки глинистого раствора оборудуется вибрационными ситами или ситогидроциклонными установками.

В соответствии с технологией проходки траншеи и ее последующего заполнения конструктивными элементами глинистое хозяйство выполняет следующие операции:

1. приемка с базисного узла исходных растворов;
2. разбавление растворов до рабочих составов;
3. введение требуемых химических реагентов;
4. пополнение траншеи раствором по мере ее проходки;
5. очистка раствора, извлекаемого из траншеи по мере ее проходки;
6. откачка раствора из траншеи при ее заполнении основным материалом (бетоном);
7. очистка откачиваемого из траншеи раствора;
8. аккумулялирование очищенного раствора;
9. сбор и транспортировка мелкого шлама и отходов очистки раствора.

Таким образом, вся технологическая схема работы глинистого хозяйства состоит из двух циклов.

**1-й цикл** — пополнение траншеи свежим глинистым раствором рабочего состава по мере разработки траншеи землеройными механизмами. Для этого с базисного узла приготовления раствора в автоцистернах-растворовозах доставляется раствор повышенной удельного веса (при небольших объемах раствор может изготавливаться на месте). Доставленный раствор помещается в глиномешалку и разбавляется водой до рабочей концентрации. В случае необходимости в него добавляются химреаген-

ты. После перемешивания раствор через вибросито поступает в емкость для хранения готового раствора, и затем, по мере необходимости, поступает в траншею. Не прошедшие через вибросито включения вывозятся в отвал.

**2-й цикл** — откачка раствора из траншеи и его очистка в виброситах и гидроциклоне.

В технологической схеме разработки траншеи под «стену в грунте» неизбежен случай совмещения циклов откачки и пополнения траншеи, возникающий из-за невозможности чистой подработки забоя в момент проходки в результате частичных обвалов стенок и оседания крупных частиц грунта на дно траншеи. Поэтому перед бетонированием ее дно необходимо очистить от завалов и осадка. Очистку производят с одновременным пополнением траншеи «чистым» раствором.

Обычно работы по отрывке и бетонированию траншеи выполняются отдельными захватками (через одну) в следующей последовательности для одной захватки (рис 1.19):

1. подготовка глинистого раствора;
2. разработка траншеи под глинистым раствором;
3. монтаж арматурных каркасов и бетонолитных труб;
4. укладка в траншею с помощью бетонолитных труб бетонной смеси, вытесняющей глинистый раствор;
5. переход к следующей захватке.

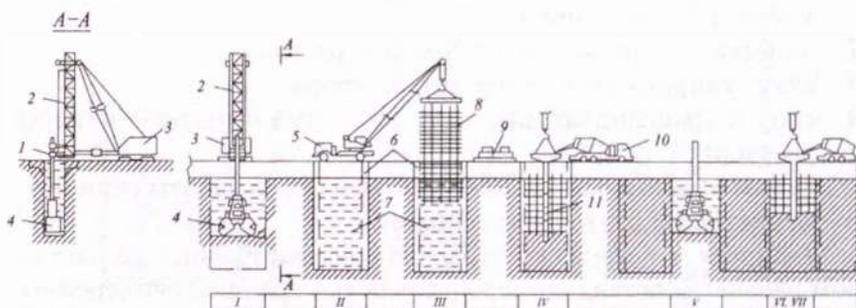


Рис. 1.19. Технологическая схема возведения стен подземной части сооружения в траншее под глинистым раствором: 1 — напорная штанга; 2 — копровая стойка; 3 — кран-экскаватор; 4 — грейфер; 5 — кран; 6 — ограничители; 7 — глинистый раствор; 8 — армокаркас; 9 — отстойник; 10 — автобетоновоз; 11 — бетонолитные трубы

Перед началом работ по устройству несущей конструкции монтируют машину для производства земляных работ и сооружают форшахту или направляющие для будущих траншей, предназначенные для предохранения краев траншеи от обрушения во время отрывки. Форшахта — это опорная поверхность для подвески и раскрепления ограничителей захваток, армокаркасов, бетонолитного и другого оборудования, сборных панелей и т.п. Обычно форшахта сооружается из монолитного или сборного железобетона таким образом, чтобы расстояние между стенками форшахты в свету было больше ширины траншеи на  $10 \div 15$  см, уровень глинистого раствора находился на  $1,0 \div 1,5$  м выше уровня грунтовых вод. При этом минимальная высота форшахты должна составлять не менее  $0,8 \div 1,0$  м, а толщина стенок форшахты — не менее  $20 \div 25$  см. Если уровень грунтовых вод находится высоко или у поверхности залегают слабые грунты, то форшахту выполняют в насыпи (рис. 1.20).

При разработке траншеи используются следующие технологические схемы (рис. 1.21):

1. непрерывная траншея с непрерывным заполнением;
2. непрерывная траншея с секционным заполнением;

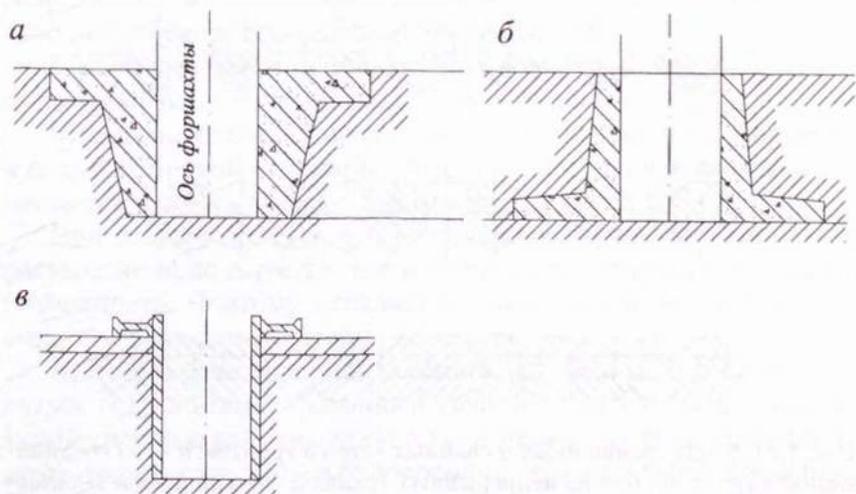


Рис. 1.20. Конструкция форшахт: а, б — из железобетона; в — металлическая

3. короткая траншея и устройство стен короткими участками;
4. стены из секущихся и соединяющихся свай.

Членение стены на отдельные захватки должно выполняться вертикальными швами. Устройство горизонтальных швов при возведении монолитных «стен в грунте» не допускается.

Для разработки траншей в основном используются ковшовые и буровфрезерные машины.

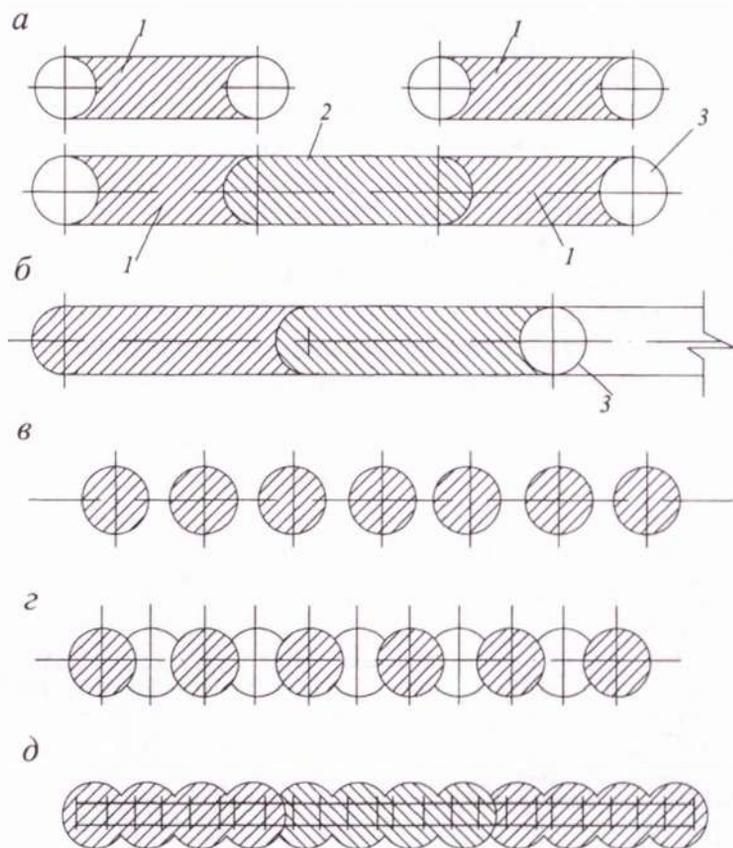


Рис. 1.21. Виды траншейных и свайных «стен в грунте»: *a* — из соединяющихся траншей; *б* — из непрерывных траншей с секционным заполнением; *в* — из отдельно стоящих свай; *г* — из соприкасающихся свай; *д* — из пересекающихся свай: 1, 2 — последовательность операций; 3 — ограничитель

Технология разработки траншеи буровфрезерной машиной заключается в последовательном фрезеровании вертикальных полос по торцу траншеи и шаговых передвижек агрегата вперед на  $1/2 + 1/3 \text{ } \varnothing$  бура, в результате чего и выбуривается непрерывная траншея. Работа агрегата начинается с последовательного бурения скважин по ступенчатой схеме со все возрастающей глубиной. Секции направляющего шаблона наращиваются по мере углубления до проектной отметки, после чего начинается фронтальная проходка траншеи. Перемещение бурового снаряда вниз осуществляется по направляющему шаблону с одновременным вращением долота. Буровой шлам в смеси с глинистым раствором опускается к заборным окнам эрлифта в нижней части направляющего шаблона. Эрлифт поднимает зашламованный раствор на поверхность, где тот поступает на ситогидроциклонную установку для очистки. Очищенный от шлама раствор возвращается в траншею (рис. 1.22; 1.23). В процессе работы буровфрезерной машины возникают силы поперечного сдвига в направлении, противоположном вращению инструмента, и, как следствие, нередко наблюдается отклонение стенок траншеи от вертикальной плоскости. В качестве меры, предотвращающей это отклонение, обычно используется периодическое реверсирование бурового снаряда либо механические отклонения шаблона в сторону, противоположную действию отклоняющей силы.

К наиболее часто используемым ковшовым машинам относятся штанговые и грейферные экскаваторы (рис. 1.24).

Штанговый экскаватор состоит из базовой машины и направляющей копровой стойки, по которой с помощью каретки перемещается рукоять с закрепленным на ней ковшом.

При разработке траншей ковшовыми машинами глинистый раствор не используется для выноса разработанного грунта на поверхность. Поэтому отпадает необходимость в непрерывной очистке глинистого раствора от шлама.

При проходке траншей глубиной до 20 м может использоваться гидромеханизированный траншеекопатель, разрабатывающий траншею рабочим органом с резцами, совершающими возвратно-поступательное и одновременно вращательное движение. Передвижение рабочего органа и всей машины вдоль траншеи происходит с помощью шагающих опор. Траншеекопатель работает в комплексе с оборудованием для приготовления, перекачки

и очистки глинистого раствора. Зашламованный глинистый раствор удаляется из траншеи эрлифтом.

Кроме вышеперечисленного, для разработки грунта внутри траншеи может использоваться специальное навесное оборудо-

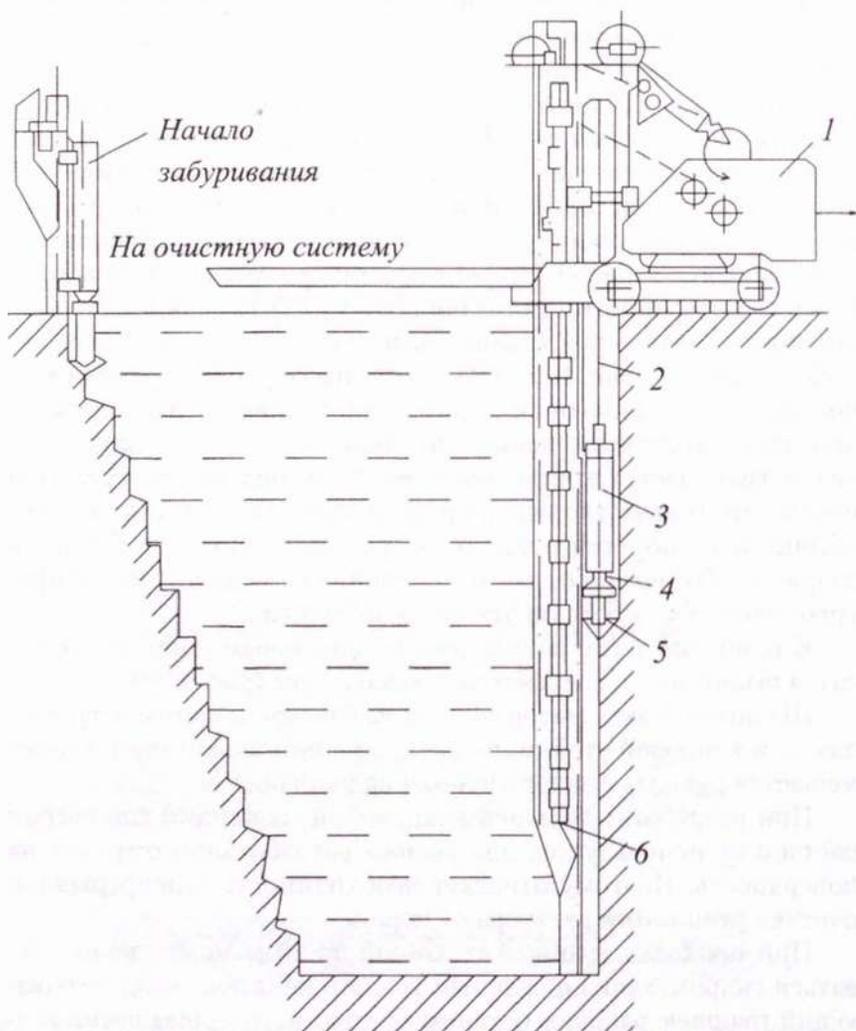


Рис. 1.22. Схема агрегата СВД-500: 1 — базовая машина (экскаватор Э-505 или Э-652 со снятой стрелой); 2 — канат; 3 — буровая машина; 4 — кронштейн буровой машины; 5 — долото; 6 — направляющий шаблон

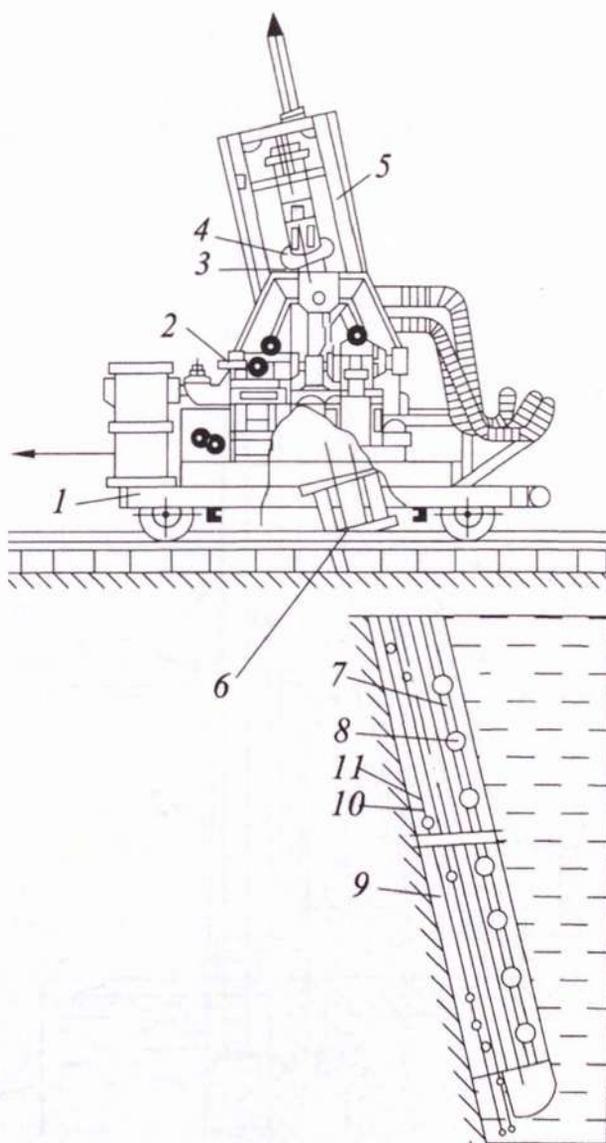


Рис. 1.23. Баражная машина: 1 — тележка башенного крана; 2 — маслостанция; 3 — гидравлический домкрат; 4 — траверса; 5 — шарнирно подвешенная качающаяся рама; 6 — ведущая секция; 7 — секция; 8 — пластина; 9 — опорные подшипники; 10 — режущие штанги; 11 — твердосплавные резцы проходческого комбайна

вание к кранам на гусеничном ходу, производимое, в частности, французской фирмой «Солетанж» (рис. 1.25). Буровое оборудование представляет собой гидрофрезу, состоящую из двух барабанов, снабженных режущими зубьями, разрушающими породу

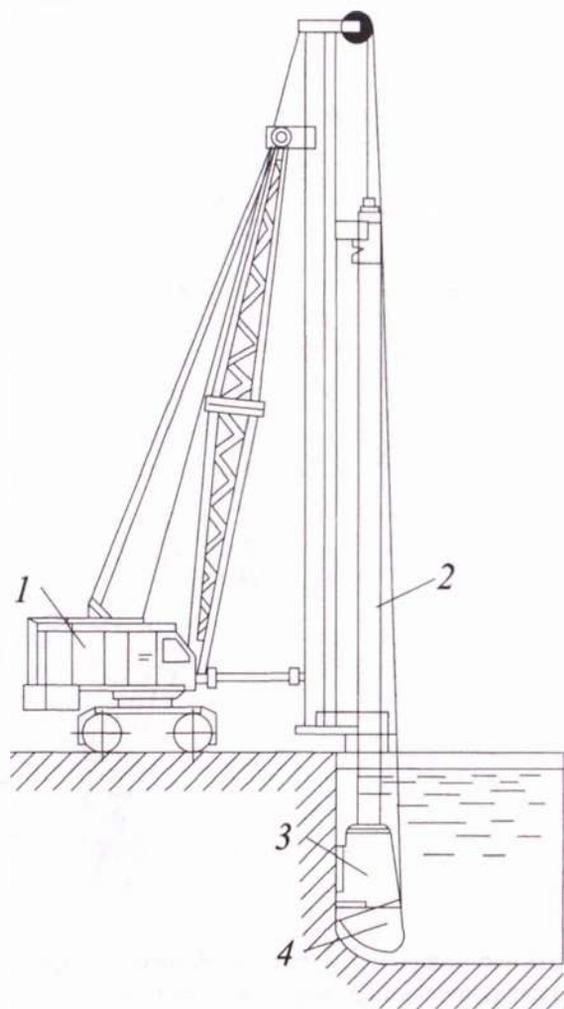


Рис. 1.24. Штанговый экскаватор: 1 — базовая машина; 2 — трубчатая рукоять; 3 — ковш; 4 — нижняя грейферная часть ковша

при вращении. Разрушенная порода удаляется из траншеи эр-  
лифтом.

Глубина траншеи проверяется сразу после ее разработки по  
всей длине захватки. Перед установкой арматурного каркаса или

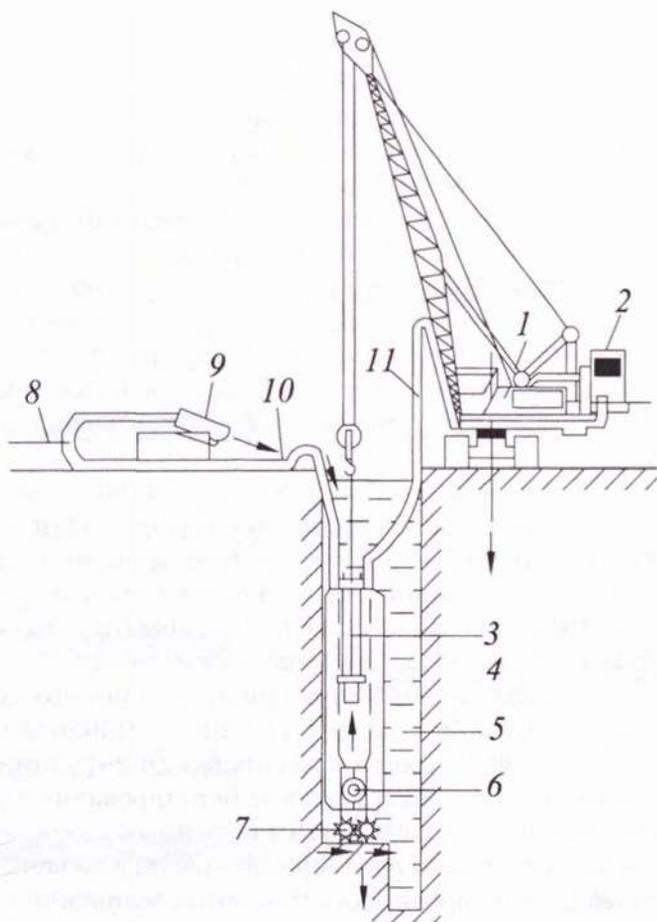


Рис. 1.25. Навесное оборудование для разработки траншей производства  
фирмы «Солетанж»: 1 — кран-экскаватор; 2 — гидроагрегат; 3 — гидро-  
цилиндр регулирования подачи; 4 — корпус погружной части; 5 — ра-  
створ; 6 — насос; 7 — фреза; 8, 11 — устройства для поддержания шланга;  
9 — установка для очистки раствора; 10 — шланг для раствора

бетонированием (при отсутствии каркаса) глубина траншеи проверяется повторно. В случае наличия на дне траншеи осадка грунта он удаляется.

Арматурные каркасы могут изготавливаться в заводских условиях или непосредственно на строительной площадке. Жесткость сваренного каркаса должна обеспечивать его доставку и установку в проектное положение без деформаций.

Армокаркас проектируется и изготавливается таким образом, чтобы его ширина была на 10+12 см меньше ширины траншеи. На каркасе устанавливаются специальные бетонные катки или металлические салазки, располагаемые по обе стороны не менее чем в трех вертикалях и обеспечивающие правильную установку каркаса в траншее и получение необходимого защитного слоя. Ширина армокаркаса с катками должна быть на 4+5 см меньше ширины траншеи. В верхней части каркаса привариваются поперечные стержни, с помощью которых он опирается на форшахту. В местах установки бетонолитных труб в каркасе предусматриваются проемы, огражденные вертикальными направляющими из продольных гладких стержней и обеспечивающие спуск и подъем труб.

Для соединения между собой отдельных секций стены в грунте по торцам захваток устанавливаются ограничители, которые обеспечивают совместную работу соседних захваток и предотвращают попадание бетонной смеси из одного участка траншеи в другой в процессе производства работ. Соединения (стыки) между захватками подразделяют на нерабочие и рабочие.

Нерабочие стыки применяются при отсутствии между соседними захватками растягивающих усилий и выполняются при помощи ограничителей захваток различных конструкций. Такие ограничители могут извлекаться после бетонирования или оставаться в составе конструкции «стены в грунте».

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

При глубине траншеи до 12 м в основном используются извлекаемые ограничители захваток. Для этого применяются стальные и железобетонные трубы (рис. 1.26, а), балки прямоугольного и эллиптического сечения (рис. 1.26, б), замкнутый профиль из швеллеров с накладками из листовой стали. Для образо-

вания полуцилиндрической поверхности к накладкам приваривают половину трубы (рис. 1.26, в).

Наиболее часто используются ограничители захваток из стальной трубы, диаметр которой равен ширине траншеи (рис. 1.26, г). Трубы извлекают из траншеи по прошествии 3+5 часов после бетонирования. При этом торец траншеи в виде полуцилиндрического углубления заполняется бетонной смесью в процессе бето-

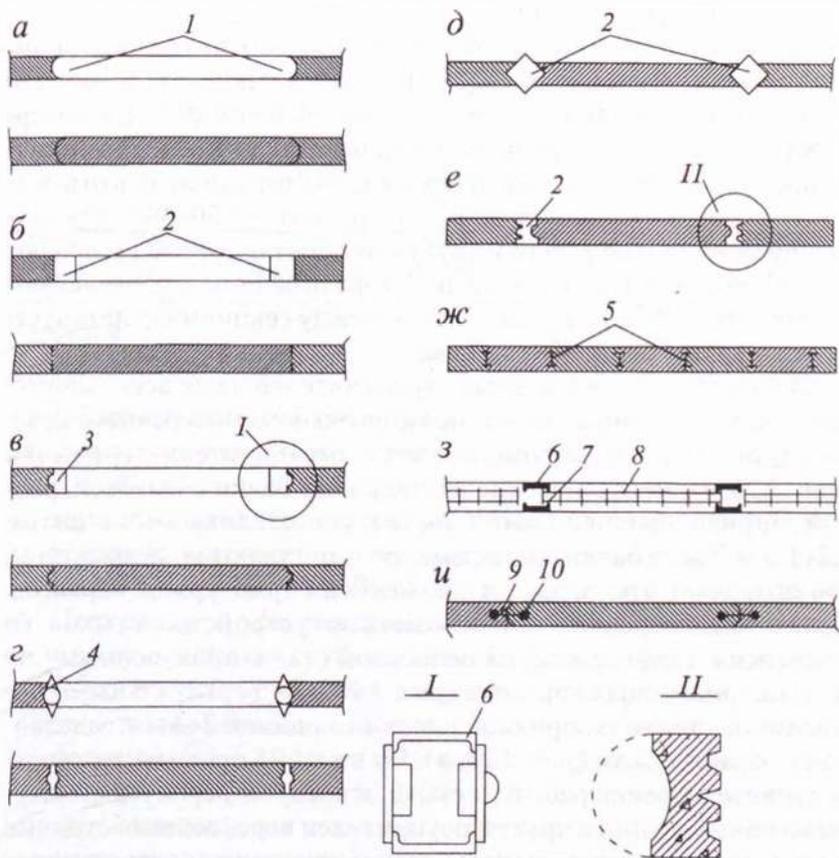


Рис. 1.26. Сопряжения «стен в грунте» с применением извлекаемых и неизвлекаемых ограничителей захваток: 1 — трубы; 2 — железобетонные балки; 3 — стальные балки; 4 — труба с уголками; 5 — двутавры; 6 — швеллеры; 7 — фланец; 8 — арматурный каркас; 9 — полоса из поливинилхлорида; 10 — стальные стержни

нирования соседней захватки. Такое конструктивное решение создает необходимый упор для противодействия взаимному сдвигу секций в поперечном направлении и удлиняет путь фильтрации воды через стык. Недостатком этого способа является недостаточная плотность бетона, что объясняется наличием глинистой пленки между старым и новым бетоном, плохим качеством бетона в местах сопряжения трубы и местах утечки цементного молочка, что приводит к образованию каверн, а также разновременностью осадок секций.

Другой достаточно широко распространенный тип ограничителя захваток называется «вибрационным стыком». В основу его конструкции положен ограничитель из стальной трубы, к поверхности которой приварены продольные ребра. После бетонирования участка стены второй очереди такой ограничитель отрываю от бетона и оставляют до набора раствором 50+60 % проектной прочности, после чего в трубу опускают бетоновод и подают бетонную смесь. По мере подачи бетона ограничитель извлекают вибропогружателем. Таким образом между секциями формируется стык в виде буронабивной сваи.

В качестве неизвлекаемых ограничителей чаще всего применяют железобетонные балки прямоугольного поперечного сечения (рис. 1.26, д), железобетонные ограничители-перемычки (рис. 1.26, е), металлические двутавровые балки с высотой, равной ширине траншеи (рис. 1.26, ж), устанавливаемые с шагом 1,2+1,5 м. Такие балки одновременно выполняют роль арматуры, что позволяет отказаться от применения арматурных каркасов. Кроме вышеперечисленных возможно устройство стыков со стальными диафрагмами из полосовой стали, приваренными по торцам арматурных каркасов (рис. 1.26, з) с вертикальными полосами поливинилхлоридной пленки толщиной 2+4 мм, заделанной в ограничители (рис. 1.26, и). На рис. 1.27 приводится конструктивное решение рабочего стыка, в котором перепуск арматуры из одной секции в другую осуществлен через железобетонные плиты и металлические листы, выполняющие роль неизвлекаемого ограничителя.

После установки в траншею арматурного каркаса и ограничителя захватки приступают к монтажу оборудования для укладки бетонной смеси методом вертикально-перемещающейся трубы (ВПТ).

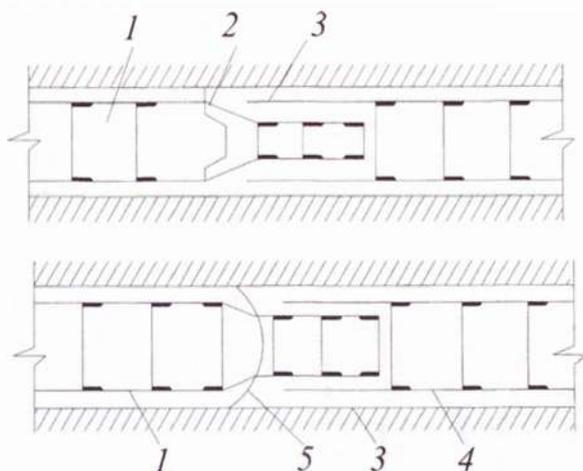


Рис. 1.27. Рабочий стык между секциями монолитных железобетонных стен: 1 — арматурный каркас ранее бетонированной секции; 2 — ограничитель; 3 — траншея; 4 — арматурный каркас последующей секции; 5 — диафрагма

Оборудование для бетонирования траншеи под глинистым раствором методом ВПТ состоит из следующих приспособлений (рис. 1.28):

- металлических бетонолитных труб для подачи раствора в траншею. Для этого, в основном, используются круглые цельнотянутые трубы  $\varnothing 250+300$  мм с толщиной стенок  $8+10$  мм. Поскольку труба собирается из отдельных секций, стыки между секциями труб должны быть водонепроницаемыми. Общая длина трубы перед началом бетонирования подбирается таким образом, чтобы после ее установки в траншею и подвешивания к выходному фланцу воронки труба не доходила до дна траншеи на  $20+30$  см. Количество бетонолитных труб определяется условием надежного растекания бетонной смеси: при длине захватки до 4 м устанавливается одна труба, более 4 — две;
- загрузочной воронки;
- приспособления для изоляции бетонной смеси от глинистого раствора при первоначальном заполнении трубы. С этой целью используются скользящие пробки из пакли или мешко-

- вины, мешки с опилками или надувные устройства. В горловине воронки над пробкой устанавливается съемный клапан, удерживающий бетонную смесь в воронке до ее заполнения;
- приспособлений для подвешивания, подъема и опускания труб. Для подъема и опускания бетонолитной трубы и воронки применяются подъемные краны, ручные и электрические

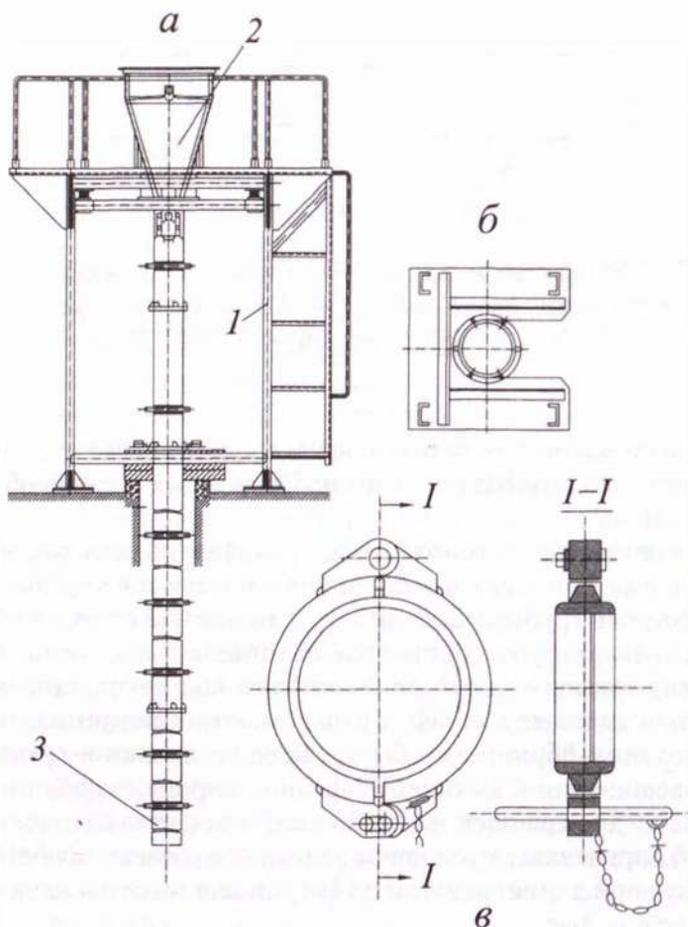


Рис. 1.28. Оборудование для укладки бетона методом ВПТ: *а* — вышка с воронкой и бетонолитной трубой; *б* — опорная шайба; *в* — быстроразъемный замок: *1* — вышка; *2* — воронка для укладки бетона; *3* — бетонолитная труба

лебедки, обеспечивающие точность операций до 5+10 см и имеющие грузоподъемность, соответствующую весу полностью заполненных бетоном бункера, воронки и труб;

- подмостей для размещения людей и оборудования;
- приспособлений и устройств для транспортирования бетонной смеси от места изготовления или разгрузки с автобетоносмесителя к загрузочной воронке.

При подборе и размещении оборудования на строительной площадке необходимо стремиться к обеспечению непрерывности бетонирования захватки с заданной интенсивностью и равномерному заполнению бетонной смесью всей бетонируемой захватки. Для этого необходимо определить радиус действия бетонолитной трубы  $r$ , заглубление трубы в свежееуложенную смесь  $t$  и превышение устья трубы над поверхностью бетонируемого участка  $h_1$ . Под радиусом действия бетонолитной трубы понимают расстояние, на которое от нижнего конца трубы распространяется бетонная смесь. Основной втапливающей силой являются вес столба бетона в трубе и вес бетона центрального ядра, имеющего более высокую отметку по отношению к краям бетонируемого участка. В процессе бетонирования образуется слой подвижного бетона, толщина которого зависит от интенсивности бетонирования и времени, в течение которого смесь сохраняет подвижность. Эта зона подвижного бетона по высоте равна:

$$h = \frac{KJ}{q}, \quad (1.3)$$

где  $K$  — коэффициент сохранения подвижности, обычно принимается  $K \geq 1,0$  ч;  $J$  — интенсивность бетонирования,  $\text{м}^3/\text{м}^2$ , траншей, ч;  $q$  — ускорение свободного падения.

В этой зоне смесь сохраняет свойства литого бетона и в пределах бетонируемого пространства может распространяться на расстояние  $r$ , определяемое, м:

$$r = 6KJ, \quad (1.4)$$

Минимальное заглубление  $t$  бетонолитной трубы в свежееуложенную смесь должно быть не менее, м:

$$t = 2KJ \text{ или } t = \frac{r}{3}. \quad (1.5)$$

На практике значение  $r$  обычно не превышает 5 м, что необходимо учитывать при назначении границ бетонизируемого участка.

Движение бетона по трубе и его выход в ранее уложенный слой происходят с некоторым сопротивлением, для преодоления которого требуется принудительное давление. Поскольку бетон по трубе движется под действием собственного веса самотеком, то это давление определяется только весом столба бетона в трубе. Высота этого столба, приведенная к весу бетона в воздухе, должна быть не менее 3,0 м при радиусе действия 2,5 м; 4,0 м при радиусе 3,0 м и 6,0 м при радиусе 3,5 м [42]. Эта высота определяет в зависимости от глубины бетонирования необходимое превышение  $h_1$  устья трубы над уровнем раствора, заполняющего бетонизируемую полость, м:

$$h_1 = r - 0,6h_2, \quad (1.6)$$

где  $h_2$  — глубина бетонирования.

После завершения подготовительных работ начинается бетонирование. Оно должно вестись непрерывно, отдельными захватками максимальной шириной 4+6 м. В процессе бетонирования не допускается полное опорожнение бетонолитной трубы, а ее конец всегда должен быть на 80+100 см ниже поверхности укладываемого бетона. Режим бетонирования постоянно контролируется измерением интенсивности укладки и величины заглубления бетонолитных труб под уровень бетонной смеси.

Глинистая суспензия, вытесняемая при бетонировании, откачивается в запасную емкость или отводится в соседнюю захватку, где в это время идет разработка грунта.

Бетонирование продолжается до достижения бетонной смесью верха траншеи. Верхний слой бетона, загрязненный глинистыми частицами, удаляется. Бетонирование прекращается только после того, как на уровне верха траншеи появится чистая бетонная смесь.

Разработка грунта в котловане допускается только по достижении бетоном 28-суточного возраста.

Для обеспечения устойчивости стен сооружения при разработке грунта в котловане могут применяться следующие конструктивные решения:

- устройство постоянных или временных распорок на различных уровнях. В качестве распорок нередко применяют поперечные несущие стены конструктивной части сооружения;

- устройство временных или постоянных опорных рам или колец;
- устройство грунтовых анкеров, выполняемых по мере разработки грунта в котловане;
- устройство анкеров в верхней части сооружения до начала разработки грунта в котловане;
- обеспечение надежного заземления стен в грунте ниже дна сооружения.

Указанные конструктивные решения могут применяться как по отдельности, так и в комплексе.

Широкое распространение для устройства «стен в грунте» получили буронабивные сваи (рис. 1.29). Такие ограждения могут устраиваться в виде касающихся или секущихся буронабивных свай. Касающиеся сваи могут применяться только при отсутствии подземных вод. При их наличии применяются пересекающиеся сваи. В этом случае в первую очередь устраиваются неармированные скважины. После набора бетоном достаточной прочности бурятся промежуточные скважины, которые армируются и бетонируются.

В устойчивых маловлажных связных грунтах, не оплывающих и не обрушающихся после бурения и во время бетонирования, бурение выполняют насухо, закрепляя устье трубы на высоту 2+3 м инвентарным обсадным патрубком (кондуктором-опалубкой). Далее скважина бурится на проектную глубину и затем стенки обсаживаются обсадной (рис. 1.30) или лидерно-направляющей трубой, задающей направление бурения последующих скважин (рис. 1.31). Вогнутость трубы должна быть направлена в сторону продолжения выбуривания траншеи симметрично ее оси. Кондуктор-опалубка может не устанавливаться в случаях, когда в устье скважины грунт достаточно устойчив, поверхность земли очищена от рыхлого грунта и исключается его обсыпание, воронка с бетонолитным патрубком опирается непосредственно на поверхность земли, обжимая грунт в устье скважины.

Бетонирование армированных буронабивных свай при недостаточной устойчивости стенок скважин производится с подачей бетонной смеси через воронку с приваренной бетонолитной трубой наружным  $\varnothing$  на 25+30 мм меньше внутреннего  $\varnothing$  арматурного каркаса и на 0,5+0,6 м меньше глубины скважины. При доста-

точно устойчивых стенках скважин и неармированных сваях бетонирование допускается путем свободного сбрасывания бетонной смеси через воронку с бетонолитным патрубком  $\varnothing 325+350$  мм длиной 2+3 м без ограничения высоты сбрасывания.

Бетонировать буронабивные сваи необходимо без перерывов. Объем бетонной смеси, подаваемой через бетонолитную трубу, должен быть достаточным для заполнения скважины с небольшим превышением отметки головы сваи для компенсации пони-

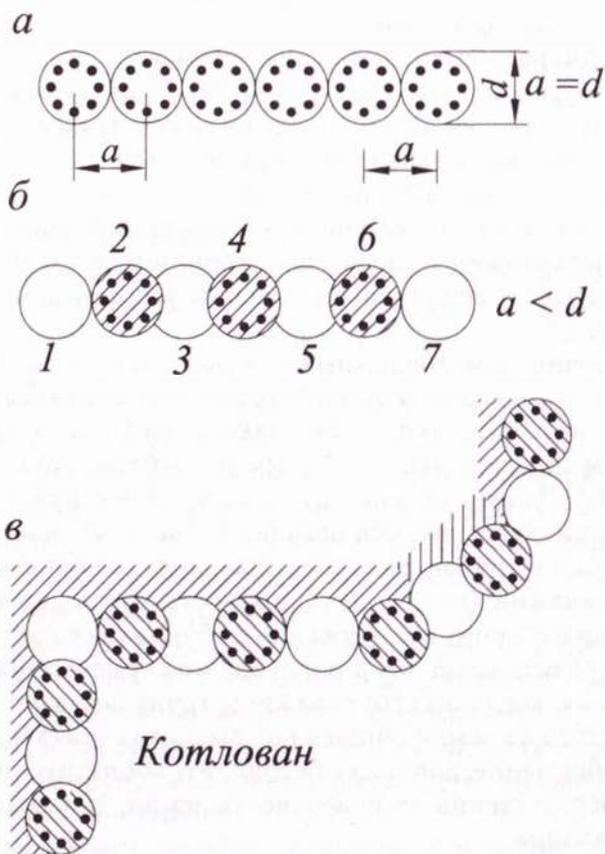


Рис. 1.29. Схемы формирования «стены в грунте» из буронабивных свай: а – стена из примыкающих свай; б – стена из пересекающихся свай; в – угловой элемент «стены в грунте»: 1, 3, 5, 7 – сваи первой очереди; 2, 4, 6 – сваи второй очереди



Рис. 1.30. Обсадные трубы и арматурный каркас буронабивных свай  $\varnothing 800$  мм

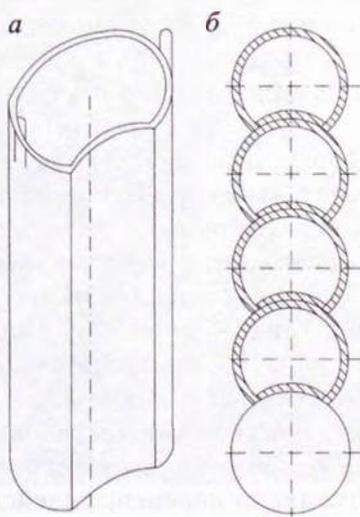


Рис. 1.31. Обсадные трубы

жения уровня бетона при усадке во время твердения и при извлечении бетонолитной трубы.

В неустойчивых водонасыщенных грунтах, оплывающих или осыпающихся в незакрепленном виде, бурение выполняют под защитой глинистого раствора.

Во избежание размыва устья скважины промывочным раствором устанавливается кондуктор с отводным патрубком или специальный контейнер с обсадным патрубком длиной 1+1,5 м.

Бурение может осуществляться с прямой или обратной промывкой скважины глинистым раствором. В первом случае промывочный раствор подается через буровые трубы, а буровой шлам удаляется через затрубное пространство. Во втором случае промывочная жидкость подается по затрубному пространству, а буровой шлам удаляется через буровые трубы. При этом устойчивость стенок скважины выше, чем при прямой промывке, так как разбуренная порода утяжеляет раствор.

Уровень глинистого раствора в скважине при наличии обсадной трубы должен превышать уровень грунтовых вод не менее чем на 1 м, а при отсутствии трубы не должен быть ниже устья скважины.

В связных грунтах (глинах и суглинках) вместо бентонитового раствора допускается использование воды.

Бурение скважин выполняется самоходными буровыми машинами (рис. 1.32) или комплектами навесного оборудования на серийные краны и экскаваторы типа СО-2 на кране РДК-25 (рис. 1.33).

Перерывы при бурении скважины под глинистым раствором допускаются не более 8 часов при условии поддержания в скважине уровня глинистого раствора на отметке поверхности земли или подошвы отводящего лотка. Перерыв между бурением и бетонированием допускается: для песков и супесей — не более 2 часов, для суглинков и глин — не более 4 часов. При перерывах большей продолжительности производится контрольная проверка сохранности стенок скважины с повторной промывкой глинистым раствором или зачисткой забоя ковшовым буром.

Сваи, пробуренные под бентонитовым раствором, бетонировются методом вертикально перемещающейся трубы. Технология производства работ в этом случае имеет некоторые особенности:



Рис. 1.32. Бурение скважины  $\varnothing$  800 мм самоходной буровой установкой Bauer BG 25

- механизмы для подъема и опускания трубы должны обеспечивать их строго вертикальное перемещение и возможность быстрого опускания трубы на  $0,5+1,0$  м;
- в процесс бетонирования нижний конец трубы должен быть заглублен в бетон не менее чем на 2 м и не более чем на 4 м;



Рис. 1.33. Установка для погружения, бурения и извлечения свай: 1 — базовый кран РДК-25; 2 — мачта опорная; 3 — вибропогружатель одноосный однонаправленного действия ВП-ОНД 10-26; 4 — бур шнековый; 5 — пульт управления вибропогружателем

- интенсивность укладки бетонной смеси должна составлять не менее  $4 \text{ м}^3/\text{ч}$  в летних и  $5 \text{ м}^3/\text{ч}$  в зимних условиях, но не менее 4 м ствола в час;
- перерывы в бетонировании не должны превышать 1 ч.

В случае прорыва глинистого раствора в бетонолитную трубу, например при ее неосторожном подъеме или недостаточном заглублении, бетонирование немедленно прекращают. Признаком такого прорыва является падение глинистого раствора в скважине.

После аварийного перерыва с удалением бетонолитной трубы для возобновления бетонирования скважину обсаживают трубой,  $\varnothing$  которой должен быть равен  $\varnothing$  скважины. Конец трубы заглубляют в свежеложенную смесь на 2+3 м, изнутри трубы удаляют глинистый раствор, шлам и слабый бетон высотой не менее 0,5 м. Затем труба заполняется бетонной смесью свободным сбрасыванием через воронку и остается в грунте.

Признаком качественного завершения бетонирования является выход на поверхность земли при извлечении бетонолитной трубы незагрязненного бетона «шапкой» с крупностью заполнителя, соответствующей исходному бетону при заполнении свай.

На территории, покрытой водой, при наличии в прорезаемых грунтах весьма неустойчивых водонасыщенных или сыпучих слоев, а также вблизи существующих зданий, когда не гарантируется сохранность скважин и оснований фундаментов в процессе производства работ, возводят буронабивные сваи с применением оставляемых в грунте трубчатых оболочек. Если вибрация при погружении обсадных труб в грунт насухо опасна для близко расположенных зданий, бурение выполняется под глинистым раствором с одновременной обсадкой скважины трубами. Бетонирование таких свай выполняется способами, описанными выше.

Монолитные «стены в грунте» имеют низкое качество поверхности, что приводит к их дополнительной обработке (расчистка, штукатурка, облицовка) и исключает использование рациональных конструктивных форм (ребристых, тавровых и др.) и проведение визуального технологического контроля качества арматурных и бетонных работ. Поэтому, в ряде случаев, возможно применение сборных или сборно-монолитных стен в грунте.

Существуют четыре технологические схемы строительства сборных стен в грунте:

I — траншея разрабатывается под медленно твердеющим раствором, в который устанавливают панели. Стык между панелями (рис. 1.34, а) аналогичен шпунтовому стыку. Твердеющий раствор выполняет две функции: скрепляет панели в стыке и создает твердую прослойку между стеной и грунтом. По этой же технологической схеме монтируется другой вариант конструкции (рис. 1.34, б), состоящий из отдельных стоек таврового или двутаврового сечения и плоских панелей, устанавливаемых между стойками;

II — траншея разрабатывается под обычным глинистым раствором. Перед установкой панелей раствор замещают на твердеющий глиноцементно-песчаный, после чего устанавливают панели;

III — панели с открытыми стыками «паз против паза» устанавливают в траншею, разработанную под обычным глинистым раствором. Заполнение пазов осуществляют цементно-песчаным раствором, подаваемым снизу вверх по инъекционным трубам;

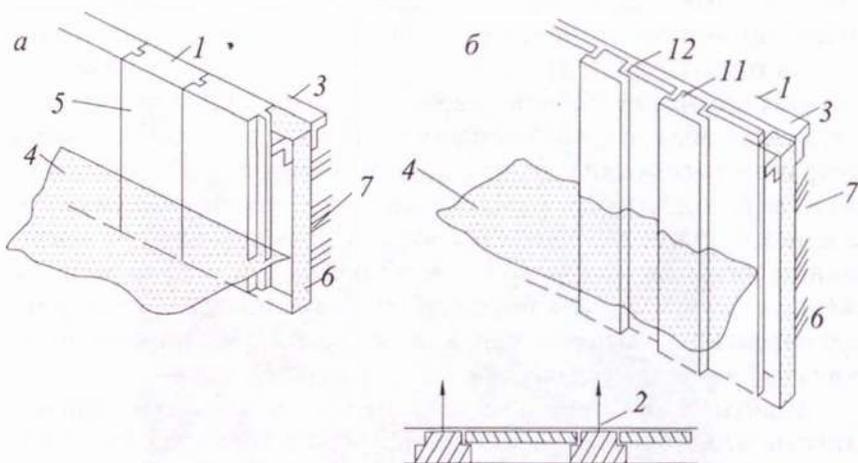


Рис. 1.34. «Стены в грунте», собираемые из сборных элементов: а — стенка из плит; б — стенка из балок и плит: 1 — поверхность грунта; 2 — место расположения анкера; 3 — воротник траншеи; 4 — дно котлована; 5 — стеновая панель; 6 — раствор; 7 — неразрабатываемый грунт; 8 — раствор, остающийся в грунте; 9 — раствор, удаляемый при разработке котлована; 10 — грунт, удаляемый при разработке котлована; 11 — балка; 12 — плита

IV — после разработки траншеи на дно отсыпают слой щебенки. Затем в траншее монтируют сборные панели. Пазухи между панелями и стенками траншеи изнутри ограждаемого пространства заполняют песком, а снаружи — тампонажным раствором.

### 1.5. Способ «up-down»

Сущность способа «up-down» (полузакрытого способа работ) заключается в том, что первоначально способом «стена в грунте» возводят стены подземного сооружения, вскрывают поверхность земли на всю ширину объекта, устраивают перекрытие, производят обратную засыпку котлована и затем разрабатывают грунтовое ядро внутри объекта и возводят бетонную подушку (рис. 1.35). Вариацией этого метода может быть возведение ограждения котлована, на котором крепится перекрытие подземного сооружения, выполняется обратная засыпка, а далее разрабатывается грунтовое ядро, возводятся фундаментная плита, стены и промежуточные перекрытия.

Разработка грунта может вестись по нескольким технологическим схемам, зависящим от вида и размеров строящегося объекта.

1. Для протяженных сооружений, таких, как пешеходные и автотранспортные тоннели, грунт разрабатывают в один прием со стороны порталных участков. С этой целью используются малогабаритные экскаваторы, бульдозеры и породопогрузочные машины (рис. 1.36), а разработанная порода транспортируется в автосамосвалах, вагонетках или конвейерным транспортом.

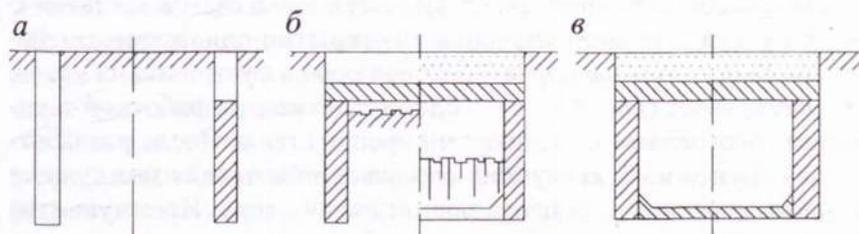


Рис. 1.35. Последовательность выполнения работ при способе «up-down»: а — возведение стен; б — устройство перекрытия и разработка грунта; в — готовое подземное сооружение

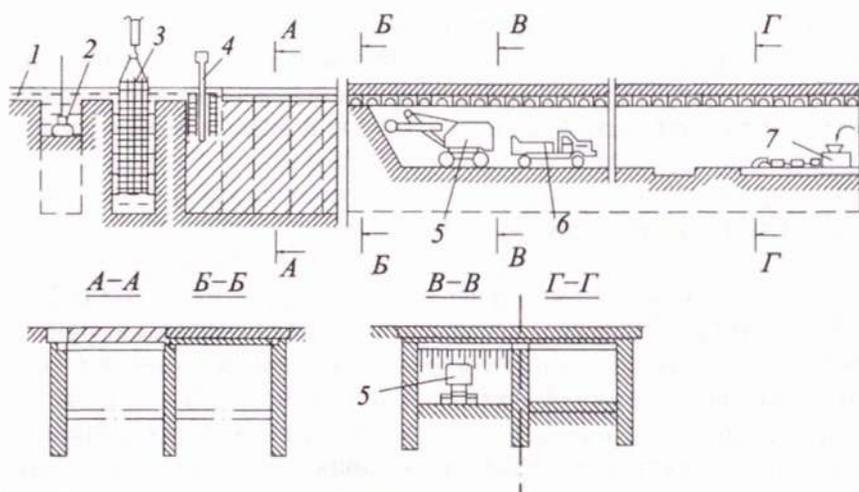


Рис. 1.36. Строительство тоннеля способом «up-down»: 1 – пионерная траншея; 2 – грейфер; 3 – армокаркас; 4 – бетонолитная труба; 5 – экскаватор; 6 – автосамосвал; 7 – бетононасос

2. При строительстве многоярусных подземных сооружений, таких, как подземные гаражи и многофункциональные подземные комплексы, грунт разрабатывают сверху вниз слоями. Разработанную породу выдают на поверхность бадьями с использованием автокрана через предварительно оставленные отверстия в перекрытии либо автосамосвалами. Конструкции междуярусных перекрытий возводят:

- *сверху вниз* (рис. 1.37, а) – грунт разрабатывают на высоту яруса и возводят междуярусное перекрытие; затем цикл по необходимости повторяют. Преимущество схемы заключается в том, что междуярусные перекрытия одновременно выполняют роль распорок, обеспечивающих устойчивость стен;
- *снизу вверх* (рис. 1.37, б) – одновременно с разработкой грунта расстрелами или анкерами крепят стены. После разработки грунта на всю глубину сооружения возводят междуярусные перекрытия в направлении снизу вверх. Преимущества схемы – простота работ по разработке грунта и возможность применения высокопроизводительного землеройного оборудования. Основной недостаток – необходимость дополнительного крепления траншейных стен.

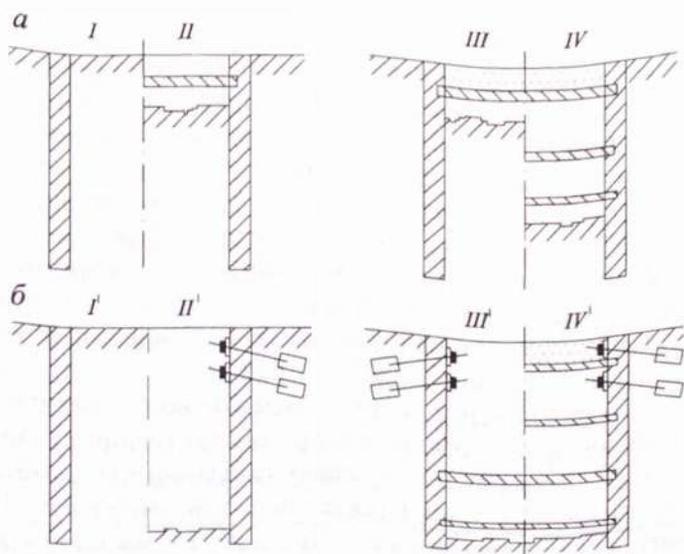


Рис. 1.37. Последовательность выполнения работ при строительстве многоярусных подземных сооружений: *а* – сверху–вниз; *б* – снизу–вверх: *I* – возведение несущих стен в траншеях; *II* – вскрытие котлована и возведение верхнего перекрытия; *III* – обратная засыпка и восстановление поверхности; *IV* – разработка грунта и возведение многоярусных перекрытий; *I'* – возведение несущих стен в траншеях; *II'* – разработка грунта в котловане и закрепление стен; *III'* – возведение многоярусных перекрытий; *IV'* – засыпка котлована и восстановление поверхности.

Примером использования технологии «up-down» является возведение нового корпуса Московской государственной картинной галереи народного художника СССР А. Шилова. В плане здание нового корпуса галереи имеет размеры 18×24 м при размерах строительной площадки 25×40 м и вплотную примыкает к существующему зданию галереи.

Участок строительства расположен на склоне полого уступа второй надпойменной террасы реки Москвы. Склон, на котором располагается участок строительства, террасирован подсыпками грунтов. Уступ насыпной террасы укреплен кирпичной подпорной стеной высотой 5 м.

В геологическом строении площадка строительства на глубину до 40 м сложена:

- современными техногенными отложениями, перекрывающими всю площадку строительства. Они представлены: супесью грубопесчанистой, твердой; песками разной крупности, рыхлыми, влажными, с обломками кирпича, древесины, органическими остатками и другим строительным и бытовым мусором, включая фрагменты старых фундаментов. Мощность отложений на отдельных участках достигает 7 м;
- верхнечетвертичными аллювиальными отложениями, представленными песками средней крупности, средней плотности с линзами рыхлыми, маловлажными и влажными. Мощность отложений в среднем составляет 6+8 м;
- нижнечетвертичными ледниковыми и водно-ледниковыми отложениями, слагающимися, преимущественно, суглинками легкими полутвердыми с гравием, галькой и валунами, песками мелкими плотными, влажными, с линзами супеси и пылеватого песка; супесью пылевой, пластичной с включением гравия и гальки; песками гравелистыми и гравийными грунтами. Общая мощность морены изменяется от 13,5 до 24 м.

Подстилающим слоем служат глины аргиллитоподобные карбонатные, твердые и полутвердые и мергели средней прочности с прослоями известняка.

Подземные воды на участке строительства представлены водами донско-сетуньского аллювиально-флювиогляциального горизонта. Водовмещающими породами являются пески и супеси. Мощность водоносных пород достигает 15 м. На участке строительства горизонт имеет безнапорный характер. Глубина уровня от поверхности земли 15+20 м. Питание подземных вод происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков и утечек из городских водопроводящих коммуникаций.

Существующее здание галереи построено в 20-х гг. XIX столетия. Здание трехэтажное с подвалом размерами в плане  $\approx 19 \times 27$  м. В основании фундаментов залегают пески средней крупности, средней плотности, маловлажные и влажные. На отдельных участках под фундаментами залегают насыпные грунты. Фундаменты под несущими стенами ленточные, из обломков кирпича и бутового камня-известняка на известковом растворе. При производстве работ было установлено, что раствор практически полностью разрушен и материал фундаментов ничем не связан (фундаменты разбираются рукой). Стены выполнены из

красного глиняного кирпича. В штукатурном слое имеются трещины с шириной раскрытия от 0,1 до 0,5 мм. В отдельных местах наблюдается выветривание раствора швов кладки на глубину до 7 см. К зданию примыкает кирпичная подпорная стенка, укрепляющая уступ насыпной террасы. Стенка находится в аварийном состоянии.

Производство подземных работ при строительстве нового корпуса осложнялось наличием старых фундаментов и большим количеством инженерных коммуникаций, пересекающих строительную площадку. До начала работ по устройству ограждения котлована были перенесены электрические кабели, кабели связи, напорные трубопроводы водопровода и газоснабжения. Другой существенной проблемой, осложнявшей производство подземных работ, стало расположение рядом со строительной площадкой участка перегонного тоннеля мелкого заложения Сокольнической линии метрополитена.

Технологические решения по возведению подземной части нового корпуса галереи включали нижеследующие работы:

1. Усиление оснований фундаментов существующего здания по стене, прилегающей к строительной площадке. С этой целью были выполнены: цементация контакта «фундамент—грунт» (рис. 1.38); химическое закрепление грунтов под подошвой фундаментов на глубину 8 м, несколько превышающую глубину котлована (рис. 1.39); цементация тела фундамента с устройством монолитной железобетонной рубашки толщиной 15 см и высотой 1,75 м. Для возведения железобетонной рубашки вдоль наружной стены здания захватками по 2 м отрывалась траншея на глубину, соответствующую отметке подошвы фундамента, с последующей обратной засыпкой.
2. Устройство шпунтового ограждения котлована и промежуточных свайных опор перекрытия подвала из металлических труб диаметром 219 мм с шагом 0,5 м, погружаемых в грунт на глубину от 11 до 14 м с помощью пневмопробойника СО-166. Для этого бурилась лидерная скважина на глубину 6 м, заполнялась цементным раствором, а затем пневмопробойником в эту скважину погружались металлические трубы на проектную глубину.
3. Разработка первого яруса грунта в котловане до отметки низа плиты перекрытия подвала, расположенной на глубине около

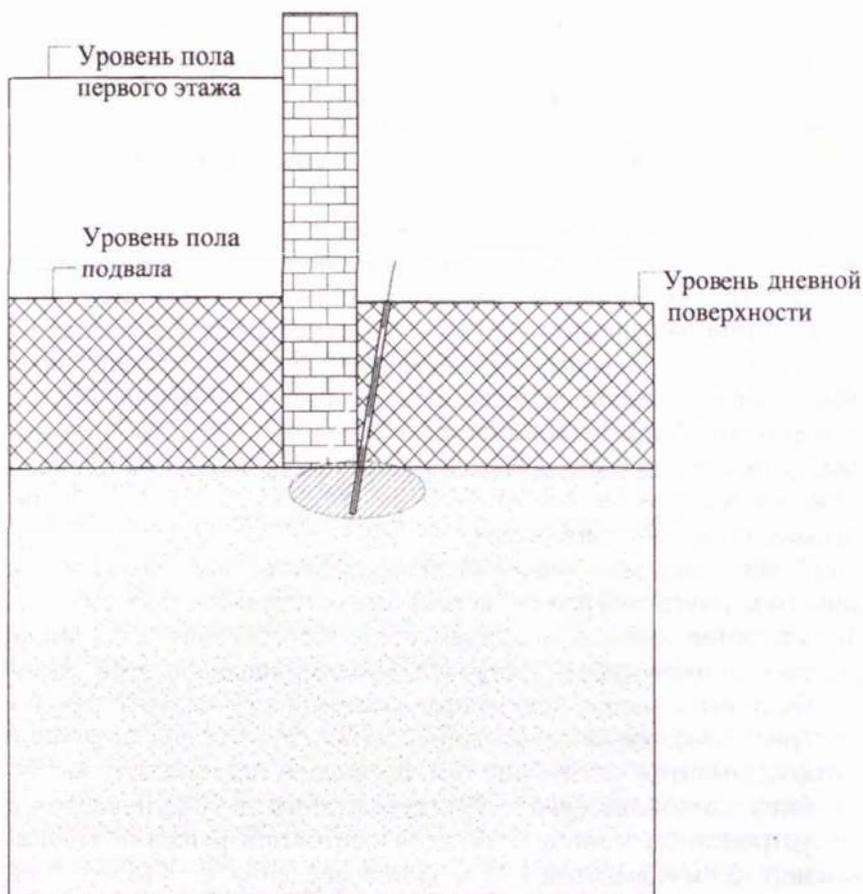


Рис. 1.38. Цементация контакта «фундамент—грунт» существующего здания МГКГ А. Шилова

2 м от дневной поверхности (рис. 1.40). Работы осложнялись необходимостью разборки старых фундаментов, фрагмента неиспользуемого инженерного коллектора с кабелями связи и отдельно расположенных инженерных сетей. На отметке низа плиты перекрытия подвала к шпунтовому ограждению приваривалась обвязочная балка из металлического уголка № 16.

4. Бетонирование плиты перекрытия подвала, опертой по контуру на шпунтовое ограждение и на промежуточные свайные опоры. Плита перекрытия подвала в этом случае выполняет

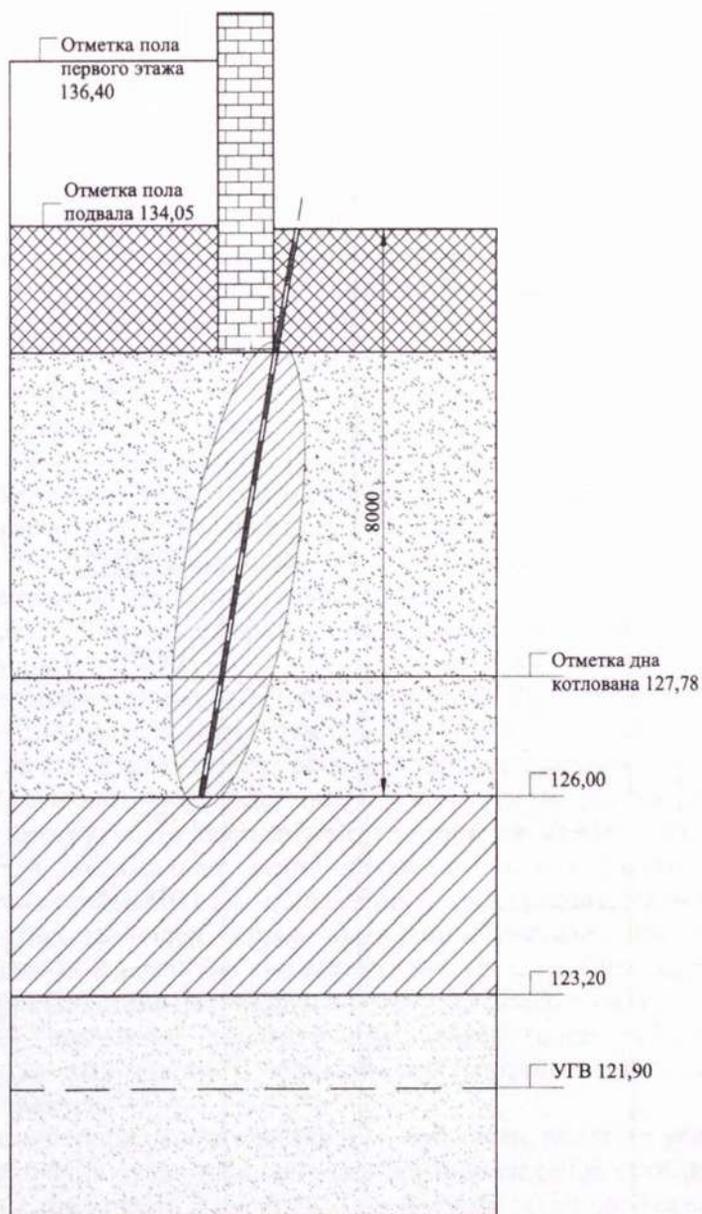


Рис. 1.39. Химическое закрепление грунтов основания существующего здания МГКГ А. Шилова

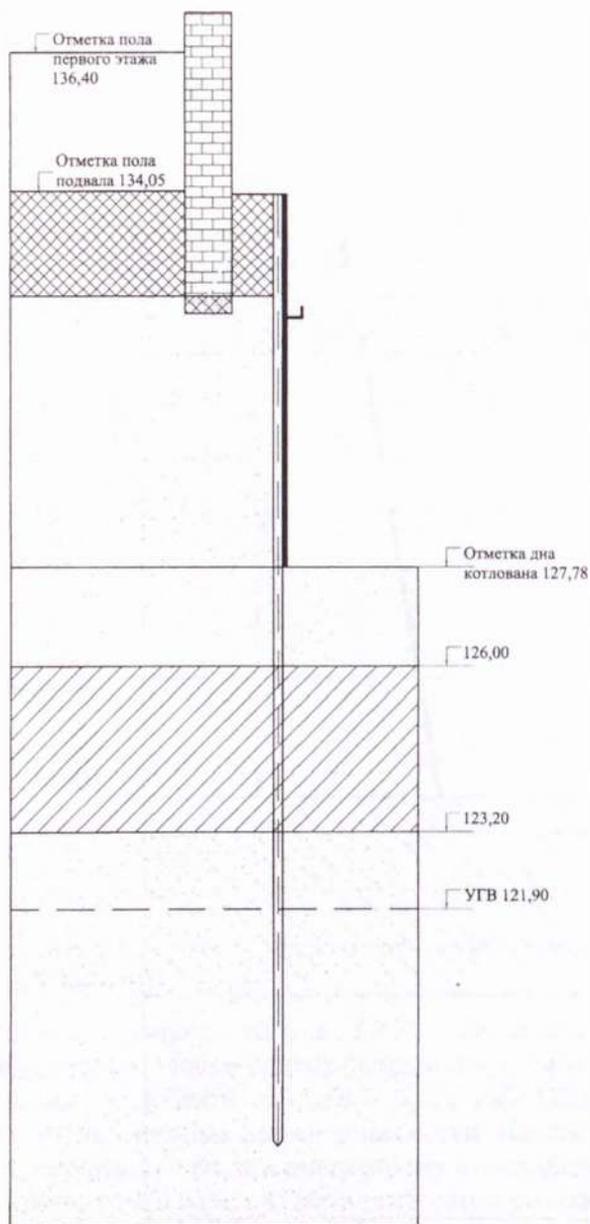


Рис. 1.40. Шпунтовое ограждение и поэтапность разработки грунта в котловане нового корпуса МГКГ А. Шилова

несколько функций: она позволяет одновременно вести работы по устройству подвальной части здания и возводить надфундаментное строение, а также играет роль распорки шпунтового ограждения, что дало возможность отказаться от металлических распорных креплений, уменьшить длину и диаметр труб ограждения и существенно ускорить производство работ в котловане. При сборке арматурного каркаса плиты были заранее смонтированы закладные детали для стен и колон подвала и первого этажа и оставлены технологические отверстия для разработки грунта в котловане и бетонирования фундаментной плиты и стен подвала.

5. Разработка грунта в котловане под плитой перекрытия велась через технологические отверстия. Для этого использовались два подземных малогабаритных экскаватора Hitachi EX 30 на гусеничном ходу, один малогабаритный погрузчик Bobcat на пневмоходу и экскаватор Hitachi для подъема разработанного грунта на поверхность. Разработка грунта велась с оставлением берм вдоль шпунтового ограждения и последующей доработкой грунта с параллельным возведением деревянной забирки (рис. 1.41).
6. Бетонирование плиты перекрытия и стен подвала с одновременным возведением стен первого этажа (рис. 1.42).

С начала строительных работ на площадке велись систематические высокоточные геодезические наблюдения за деформациями существующего здания (мониторинг). За весь период строительства максимальная величина осадки существующего здания галереи составила 11,6 мм, что не превысило расчетных величин. За период наблюдений было выявлено незначительное количество новых и развитие существующих трещин в штукатурке и гипсовой лепнине потолков и на несущих стенах существующего здания, вызванное динамическим воздействием работающих строительных машин. В основном все трещины носили волосяной характер.

Весь период строительства нулевой части, включая усиление фундаментов существующего здания и возведение стен первого этажа, занял около 3 месяцев. За это время были погружены более 200 металлических свай  $\varnothing 219$  мм и длиной от 11 до 14 м, разработаны около 5 000 м<sup>3</sup> грунта и старых фундаментов, уложены около 600 м<sup>3</sup> железобетона. Экономия средств на этапе зак-



Рис. 1.41. Разработка грунта из-под перекрытия



Рис. 1.42. Бетонирование стен первого этажа (*a*) и подвала (*б*) нового корпуса МГКГ А. Шилова

репления оснований фундаментов, по сравнению с буринъекционными сваями, составила более 50 %. В целом по объекту была достигнута экономия денежных средств в размере 22 % по сравнению со строительством аналогичного сооружения открытым способом.

На основании вышеизложенного можно сделать вывод, что применение технологии «up-dawn» в сочетании с щадящими технологиями производства работ и малогабаритными строительными машинами и механизмами позволяет вести производство подземных работ в крайне стесненных городских условиях и в чрезвычайно сжатые сроки. При этом, несмотря на действующие нормативные ограничения, достаточно эффективным и экономически выгодным является устройство шпунтовых ограждений в виде металлических труб, погружаемых в предварительно пробуренные скважины пневмопробойником в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений при наличии соответствующего расчетного обоснования и организации системы регулярных высокоточных геодезических наблюдений (мониторинга), позволяющих оперативно изменять принятые конструктивные решения и технологические схемы производства работ.

## 1.6. Струйная технология\*

Технология струйной цементации грунтов появилась практически одновременно в трех странах: Японии, Италии, Англии. В течение последнего десятилетия эта технология распространилась по всему миру, позволяя не только эффективно решать традиционные задачи, но и находить новые решения сложных проблем в области подземного строительства.

Способ подразумевает применение энергии воды или раствора, истекающих в виде высоконапорной струи из сопла специализированного оборудования. После твердения раствора образуется новый материал — грунтобетон, обладающий высокими

---

\* В литературе могут встречаться наименования: «производство работ с использованием гидравлической струи», «струйная цементация», «джет-граутинг» (jet grouting).

прочностными и деформационными характеристиками. Производство работ включает в себя бурение направляющих скважин  $\varnothing 150+200$  мм и прорезание струей щелей в грунте с одновременным их заполнением противодиффузионным или твердеющим материалом. Основным рабочим органом применяемого оборудования является струйный монитор, имеющий в нижней части боковую насадку для формирования водяной струи, и торцевое отверстие для подачи заполняющего материала. Для повышения эффективности действия водяной струи монитор оснащается дополнительным соплом, выполненным в виде кольцевого зазора вокруг водяного сопла. Через этот зазор подается сжатый воздух, образующий воздушную рубашку, которая отделяет рабочую струю от подземных вод и пульпы. Тем самым увеличивается ее эффективность и дальность действия. Кроме этого наличие воздуха в скважине создает эрлифтный эффект, способствующий выносу пульпы на поверхность.

К верхнему торцу монитора подсоединяют подводящие трубопроводы и крепят штангу, с помощью которой монитор опускается в направляющую скважину.

Работы начинаются с бурения лидерной скважины (рис. 1.43), для которого могут применяться как обычные буровые инструменты (буровые колонки, шнеки и проч.), так и вертикально направленная струя. При подъеме буровой штанги в работу включают горизонтально направленную струю, которая размывает грунт вокруг скважины. Высоконапорная струя воды выходит из сопла под давлением до  $30+50$  МПа и может резать асбоцемент, асфальтобетон, керамические изделия, а при добавке в струю абразивного материала или песка — даже железобетон (рис. 1.44). Снижение давления гидроструи до  $5+10$  МПа с одновременным увеличением расхода до  $200+300$  л/мин позволяет повысить разрушающее действие струи в  $2+2,5$  раза и довести ее дальность до  $3+5$  м. При одновременном подъеме и вращении штанги монитора струя размывает грунт и образуется вертикальное цилиндрическое тело, заполняемое твердеющим материалом. В результате в грунте формируется вертикальная цилиндрическая конструкция, способная после набора прочности воспринимать значительную внешнюю нагрузку.

Различают три метода производства ограждающих конструкций с использованием струйной технологии:

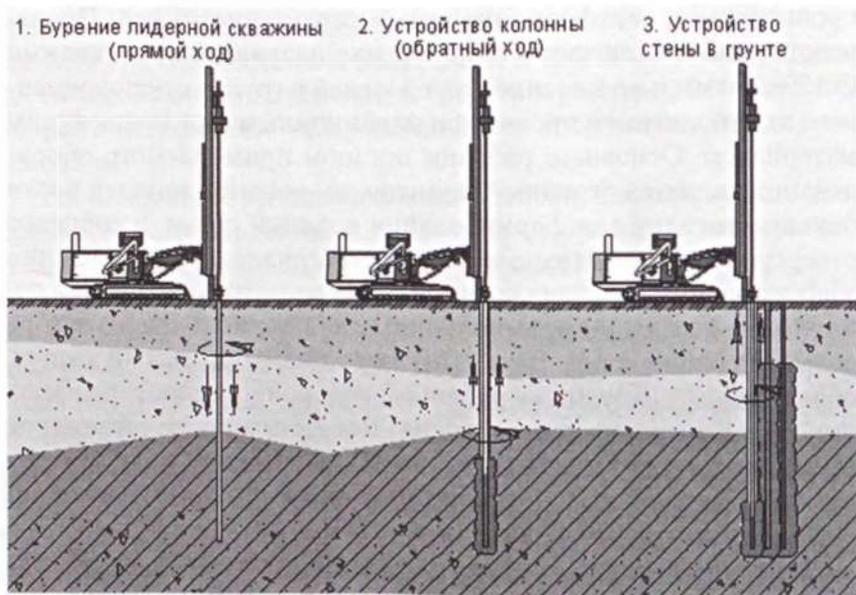


Рис. 1.43. Схема выполнения работ вращающейся гидромониторной головкой

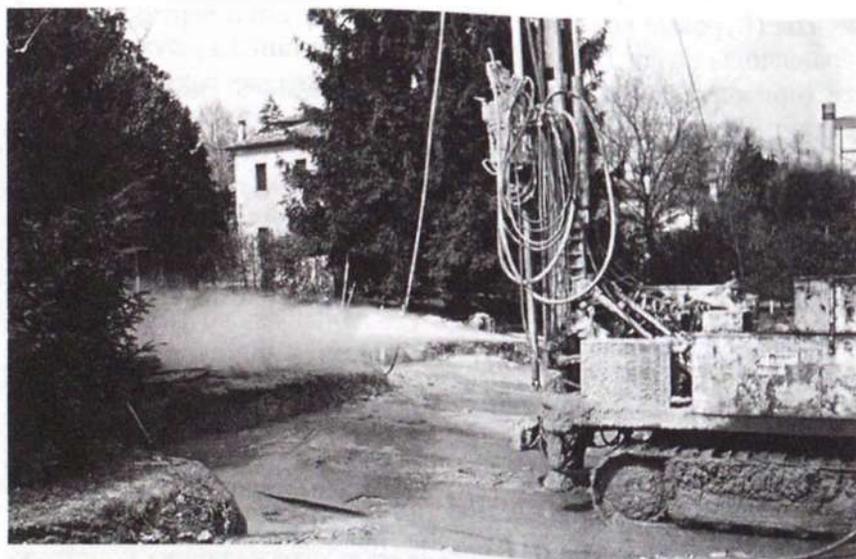


Рис. 1.44. Струя высокого давления

*Jet 1* — однокомпонентная технология, заключающаяся в размыве грунта цементным раствором, образующим в грунте горизонтальную каверну. При этом размыйтый грунт вместе с отработанным раствором частично выносится на поверхность в виде пульпы, направляемой в специальную траншею или зумпф. По мере подъема монитора часть размытого вращаемой струей грунта перемешивается с раствором и в грунте образуется цилиндрическая полость, заполненная грунторастворной смесью;

*Jet 2* — двухкомпонентная технология. На мониторе монтируются две насадки, через одну из которых подается раствор, а через другую — сжатый воздух, создающий искусственный воздушный поток вокруг струи раствора. В результате происходит суммирование кинетических энергий двух струй, при котором воздушная струя способствует лучшему перемешиванию раствора и разрушенного грунта. При двухкомпонентной технологии диаметр грунтобетонной колонны существенно больше, чем при однокомпонентной;

*Jet 3* — трехкомпонентная технология, подразумевает размыв грунта водяной струей в искусственном воздушном потоке с выносом размытого грунта через скважину в составе водовоздушной пульпы, а закрепляющий раствор подается в виде отдельной струи. В этом случае в грунт дополнительно подается водяная струя под давлением 200+300 атм.

Плотность и прочность грунтобетона при однокомпонентной технологии выше, чем при двухкомпонентной и существенно выше, чем при трехкомпонентной. Это объясняется, в основном, тем, что при двухкомпонентной технологии в грунторастворной смеси остается много осевшего грунта, а при трехкомпонентной технологии в состав твердеющей смеси попадает большое количество воды [19].

Ориентировочные технологические параметры вышеприведенных методов приведены в *табл. 1.1*.

Изготовленные описанным способом сваи имеют достаточно высокие прочностные характеристики, определяющиеся, в первую очередь, инженерно-геологическими условиями грунтового массива. Максимальные прочностные параметры конструкций, устраиваемых по jet-технологии, могут быть получены в песчано-гравийных грунтах (*рис. 1.45*).

**Таблица 1.1. Ориентировочные параметры струйной технологии**

Параметры струйной технологии	Jet 1		Jet 2		Jet 3	
	min	max	min	max	min	max
Давление водоцементной струи (МПа)	20	60	30	60	3	7
Расход водоцементной струи (л/мин)	40	120	70	150	70	150
Давление воздушной струи (МПа)	—	—	0,6	1,2	0,6	1,2
Расход воздушной струи (л/мин)	—	—	2000	6000	2000	6000
Давление водяной струи (МПа)	—	—	—	—	20	50
Расход водяной струи (л/мин)	—	—	—	—	70	150
Диаметр водоцементного сопла (мм)	1,5	3	1,5	3	4	8
Диаметр водяного сопла (мм)	—	—	—	—	1,5	3
Диаметр воздушного сопла (мм)	—	—	1	2	1	2
Скорость вращения (об/мин)	10	25	5	10	5	10
Скорость подъема буровой колонны (см/мин)	10	50	7	30	5	30

В основном струйная технология применяется для:

- устройства одиночных свайных фундаментов;
- устройства ленточных фундаментов и сплошных фундаментных плит из взаимно пересекающихся грунтоцементных свай;
- сооружения подпорных стен для повышения устойчивости склонов и откосов;
- закрепления слабых и обводненных грунтов вокруг строящихся подземных городских сооружений — колодцев, коллекторов, тоннелей;
- сооружения ограждений котлованов и противофильтрационных завес.

Этим способом могут создаваться не только цилиндрические, но и плоские элементы. В этом случае монитор не вращается, а струя работает в одном направлении (см. рис. 1.43) в связи с тем, что созданная таким образом плоская конструкция имеет переменную толщину от 50 до 300 мм. Получаемая таким образом «стена в грунте» в основном используется для создания противофильтрационных завес.

Струйная технология может использоваться не только при создании несущих и ограждающих конструкций строящихся

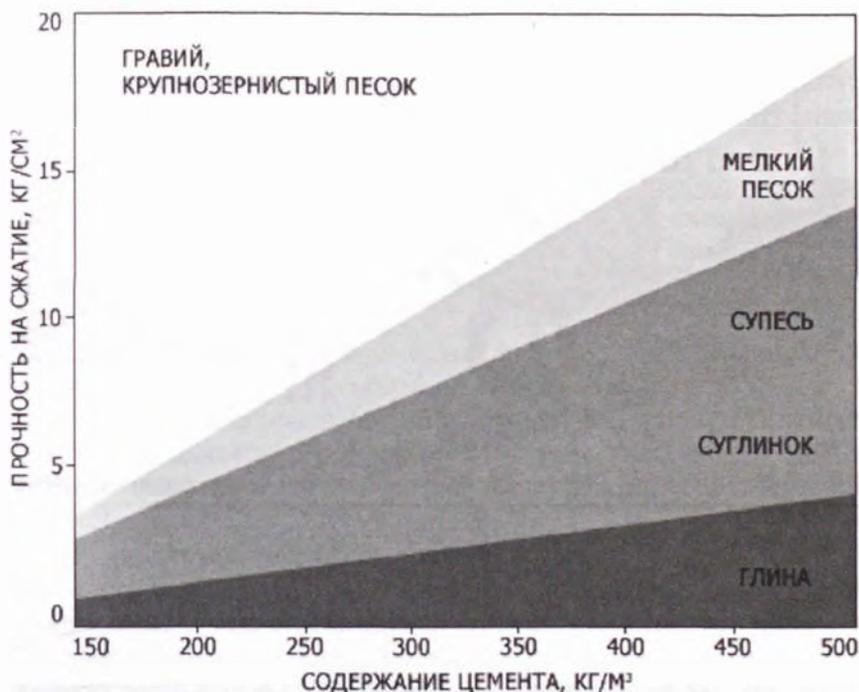


Рис. 1.45. Ориентировочные значения прочности конструкций, получаемых jet-методом

подземных сооружений, но и при реконструкции, укреплении грунтов оснований деформирующихся зданий, при выправлении кренов и т.п. (рис. 1.46; 1.47). Она не вызывает динамических воздействий, может применяться для работ в стесненных условиях, так как не требует громоздкого оборудования, имеет высокую производительность. При этом, поскольку этот способ упрочнения грунтов основан на их гидравлическом разрушении и перемешивании с закрепляющим раствором, диапазон его использования для укрепления дисперсных грунтов, как выше, так и ниже уровня подземных вод, практически неограничен.

К преимуществам способа относятся:

- высокая скорость сооружения грунтоцементных свай;
- возможность работы в стесненных условиях — в подвальных помещениях, вблизи существующих зданий, на откосах и т.д.;
- отсутствие динамических нагрузок.

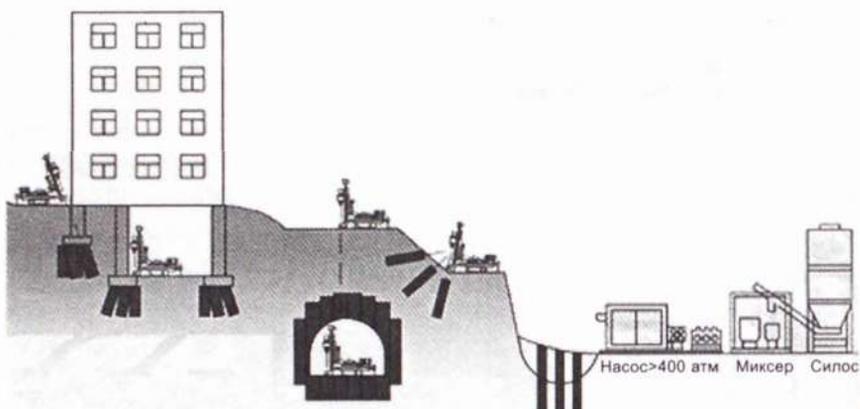


Рис. 1.46. Примеры конструкций, выполненных с помощью струйной технологии

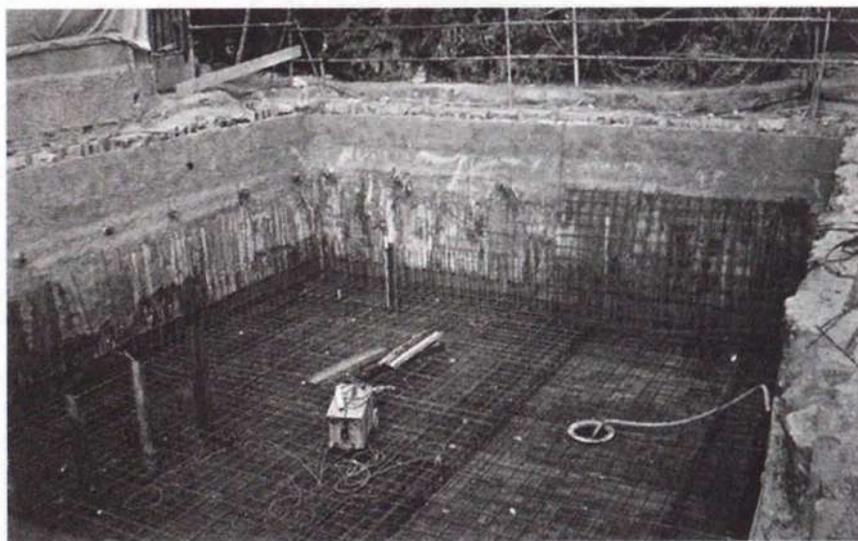


Рис. 1.47. Ограждение дна и бортов котлована грунтоцементными сваями в г. Казань

Один из основных недостатков способа заключается в том, что из-за необходимости промывки скважин и заполнения их водоцементной смесью место проведения работ обычно значительно обводнено и загрязнено поступающей из скважин глинисто-цементной пульпой.

При использовании указанной технологии необходимо учитывать, что бурение осуществляется с промывкой скважин водой и выбросом пульпы на поверхность грунта. Это приводит к обводнению грунтов, повышению уровня подземных вод и дополнительным осадкам окружающих зданий. Так, в частности, при усилении оснований фундаментов здания в г. Волгодонске за 4 месяца работы уровень подземных вод поднялся на 5 м.

Большой комплекс работ по усилению оснований фундаментов с помощью струйной технологии был выполнен в 1986—1987 гг. при реконструкции гостиницы «Метрополь» в Москве [38; 62].

Проектом предусматривалось устройство 2 006 опор под стенами всего здания. Опоры попарно размещались поперек стены и образовывали практически сплошную грунтоцементную стену. По проекту диаметр опор равнялся 80 см, а длина 6+7 м, что позволило заглубить их в плотные аллювиальные пески. Расчетная несущая способность одной опоры составила 600 кН.

Для устройства инъекционных цементных опор в грунте использовались компактные буровые установки фирмы «Бауэр». Бурение выполнялось из подвала через существующие стену и фундамент, по мере заглубления в грунт буровые трубы наращивались. Головная штанга оснащалась шарошками и тремя форсунками. Из одной торцевой форсунки  $\varnothing$  3 мм поступала высоконапорная струя воды давлением 40+60 МПа, разрушающая грунт основания при забурировании. При достижении проектной отметки вертикальная струя перекрывалась, но включались две горизонтальные форсунки диаметром 2 мм каждая, из которых в грунт под тем же давлением подавалась водоцементная смесь с отношением 1:1. При этом буровые трубы, совершавшие полное вращение, извлекали из скважины, образуя в грунте колонну, состоящую из смеси грунта с цементом. Скорость извлечения труб составляла 1 м за 5,5 минут. Расход цемента на 1 м опоры составил 550+600 кг. Для повышения пластичности в водоцементную смесь вводилось 5+6 кг бентонита на 1 м колонны. Набор проек-

тной прочности опоры происходил через 28 суток. Прочность на одноосное сжатие материала опоры составила: в песке — 1,5 МПа, иле — 1,2 МПа, глине — 0,8 МПа, органическом грунте — 0,8 МПа, а водопроницаемость  $10^{-7}$ – $10^{-9}$  м/с. Откапывание опор показало, что их фактический диаметр не превышал 700 мм. Статическими испытаниями опор было установлено, что их несущая способность равна 900 кН, что в 1,5 раза превысило расчетные значения.

При усилении фундаментов гостиницы работали четыре установки в одну смену. Одной установкой изготовляли четыре—шесть опор в смену. Весь комплекс работ по устройству 2 006 опор продолжался с октября 1986 по июнь 1987 г.

Отечественные конструкции струйных установок Струя-25, СУ-1, СУ-2, СУ-М выполняют на базе автомобиля МАЗ-500, гусеничного трактора или крана. Максимальная глубина свай не превышает 25 м при рабочем давлении 5–32 МПа и расходе воды 6–12 м<sup>3</sup>/ч. Средняя производительность установок 0,5–1 м/мин.

## Часть II

### СПЕЦИАЛЬНЫЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГОРОДСКИХ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Строительство подземных сооружений в стесненных условиях современного города в подавляющем большинстве случаев сопровождается мероприятиями по обеспечению устойчивости грунтового массива, а также прилегающих зданий, подземных сооружений, коллекторов инженерных коммуникаций и т.п. Эти работы включают в себя как специальные способы подземного строительства, так и методы усиления фундаментов прилегающих зданий.

Специальные способы подземного строительства используются при необходимости выполнения строительных работ в сложных инженерно-геологических условиях: в водоносных, рыхлых, неустойчивых песчаных и глинистых грунтах, в плывунах и мягких пластичных глинах. По условиям пересечения водонасыщенных грунтов все специальные способы работ обычно подразделяются на три группы:

1. строительство с применением способов разработки водонасыщенных грунтов, не требующих изменения их физико-механических свойств (опускные колодцы, «стена в грунте» и т.п.);
2. строительство с применением способов, снижающих подвижность водонасыщенных грунтов на период строительства (кессоны, водопонижение, замораживание);
3. закрепление грунтов инъекцией.

Выбор способа водопонижения и закрепления определяется инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями с учетом технико-экономического обоснования. Обобщенные характеристики специальных способов строительства и ориентировочная область их применения приводятся в *табл. 2.1* [74].

К достоинствам инъекционных способов усиления грунтов основания относятся: высокая степень механизации всех технологических операций, возможность закрепления грунтов до заданных параметров в их естественном сложении, относительно малая трудоемкость и стоимость по сравнению с другими способами.

**Таблица 2.1. Обобщенные характеристики специальных видов работ при строительстве городских подземных сооружений**

Наименование способа (функциональное назначение)	Вид грунта	Характеристика способа или конструкции
<b>Физико-механические способы</b>		
Открытый водоотлив	Трещиноватые, скальные, обломочные, галечниковые, гравийные грунты с $k_{\phi} > 50$ м/сут	Понижение уровня подземных вод в зависимости от характеристик насосов, используемых для открытого водоотлива. По дну траншеи устраиваются водосборные траншеи и колодцы. Используются насосы типа С, МС, НД
Водопонижение легкими иглофильтрами	Однородные песчаные грунты с $k_{\phi} = 2+50$ м/сут	Понижение уровня подземных вод для одноярусных (до 5 м) и многоярусных (до 10 м) систем, располагаемых по линейной (одно- или двухрядной) или кольцевой схемам. Погружение иглофильтров выполняется в заранее пробуренные скважины или гидроподмывом; при $k_{\phi} < 5$ м/сут устраивается песчано-гравийная обсыпка. Шаг иглофильтров $0,75+3$ м, используются установки типа ЛИУ. Способ малоэффективен в многослойных толщах и при близком залегании водоупора от дна котлована
Водопонижение установками вакуумного типа	Мелкие пески, супеси, суглинки с $k_{\phi} = 0,02+5$ м/сут	Понижение уровня подземных вод для одно- (до 8 м) и многоярусных (до 16 м) систем, располагаемых по линейной (одно- или двухрядной) или кольцевой схемам; при $k_{\phi} < 5$ м/сут устраивается песчано-гравийная обсыпка. Погружение иглофильтров выполняется в заранее пробуренные скважины или гидроподмывом. Шаг иглофильтров $0,75+3$ м, используются установки типа УВВ, ПВУ, УЗВМ, ПУВВ

*См. продолжение*

Наименование способа (функциональное назначение)	Вид грунта	Характеристика способа или конструкции
Водопонижение эжекторными установками	Мелкие пески, супеси, суглинки с $k_{\text{ф}} = 0,01+10$ м/сут при близком залегании дна котлована от водоупора	Понижение уровня подземных вод для одно- (до 18 м) и многоярусных (до 20 м) систем, располагаемых по линейной (одно- или двухрядной) или кольцевой схемам; при $k_{\text{ф}} < 5$ м/сут устраивается песчано-гравийная обсыпка. Погружение эжекторов выполняется в заранее пробуренные скважины или гидроподмывом. Шаг эжекторов 1; 2; 3 м, используются установки типа ИЭ, ЭУВВ
Глубинное водопонижение скважинами	Пески, супеси, гравийно-галечниковые грунты с $k_{\text{ф}} > 1+2$ м/сут	Понижение уровня подземных вод для одноярусных (более 4 м) и многоярусных (более 5 м) систем. Бурение скважин выполняется шнековым и ударно-канатными способами с обсадными трубами по линейной (одно- или двухрядной) или кольцевой схемам. Используются насосы типа ЭЦВ, АТН, ЭЦНВ
<b>Противофильтрационные завесы</b>		
Шпунтовое ограждение	Пески, суглинки, глины без крупнообломочных включений	Погружение металлического шпунта ударным, вибрационным методами или гидроподмывом
Искусственное замораживание	Обводненные: трещиноватые скальные породы, пески, супеси, суглинки, глины; пльвуны	В скважины диаметром 200+250 мм и глубиной на 3+5 м ниже уровня дна котлована, пробуренные с шагом 0,8+4 м, опускают замораживающие колонны и подается хладагент (хлористый кальций, аммиак, азот). Ширина льдогрунтового ограждения 0,5+3 м, прочность получаемого материала на одноосное сжатие 4,9+19,6 МПа

См. продолжение

Наименование способа (функциональное назначение)	Вид грунта	Характеристика способа или конструкции
<b>Химические способы с применением органических вяжущих</b>		
Холодная битумизация	Водонасыщенный гравелистый песок с $k_{\phi} = 10+100$ м/сут	Инъекция битумной эмульсии производится через систему инъекторов. При больших скоростях движения подземных вод выполняется закачка раствора коагулянтов через дополнительный инъектор. Шаг инъекторов в грунтах с $k_{\phi} = 10+25$ м/сут составляет $0,7+1$ м, с $k_{\phi} = 25+50$ м/сут – $1+1,75$ м, с $k_{\phi} = 50+100$ м/сут – $1+2$ м. Однорядные завесы используются при напоре подземных вод до 5 м, двух- и трехрядные при напорах до и более 20 м соответственно
Горячая битумизация	Трещиноватые скальные породы с шириной раскрытия трещин более 0,2 мм, водопоглощением 0,5 л/мин; $k_{\phi} > 60$ м/сут	Толщина завесы зависит от физико-механических свойств грунтов. При устройстве завесы через систему инъекторов, установленных в скважины, пробуренные с шагом $0,75+3$ м, под давлением до 7 МПа инъецируется прогретый битум
Смолизация акриловыми смолами	Мелкий водонасыщенный песок, суглинок, супесь	Инъекция акриловой смолы в грунт через систему инъекторов. Прочность закрепленного грунта на одноосное сжатие составляет порядка $0,4+0,5$ МПа
Смолизация фурановыми смолами	Песок с $k_{\phi} < 5$ м/сут	Через систему инъекторов, установленных с шагом $0,7+1,5$ м, выполняется инъекция фурановой смолы и наполнителя (глины, серной кислоты, ацетона). Прочность закрепленного грунта на одноосное сжатие составляет порядка $0,5+21,5$ МПа

См. продолжение

Наименование способа (функциональное назначение)	Вид грунта	Характеристика способа или конструкции
Смолизация карбамидными смолами	Разнородные грунтовые толщи, пльвунные, лессовые, мелкотрещиноватые грунты	Инъекция карбамидной смолы и щавелевой кислоты через систему инъекторов, установленных с шагом 0,7+1,5 м. Прочность закрепленного грунта на одноосное сжатие составляет порядка 1,18+4,0 МПа, коэффициент фильтрации не более $10^{-4}$ м/сут
<b>Химические способы с применением неорганических вяжущих</b>		
Цементация	Трещиноватые скальные породы, пески, гравелистые грунты с размером трещин до 0,1 мм при $k_{\phi} < 200$ м/сут	Усиление оснований фундаментов и устройство цементационных завес на любую глубину. Способ заключается в нагнетании цементного раствора через инъекторы, установленные с шагом 0,3+7,1 м
Двухрастворная силикатизация	Водонасыщенные пески и гравелистые грунты с $k_{\phi} = 2+80$ м/сут	Глубина закрепления в песках не более 12+15 м, в гравелистых грунтах не более 3 м. Радиус закрепления в грунтах с $k_{\phi} = 2+20$ м/сут составляет 0,3+0,6 м, с $k_{\phi} = 20+30$ м/сут – 0,6+1 м. Прочность закрепленного грунта на одноосное сжатие – 0,25+3,0 МПа
Двухрастворная газовая силикатизация	Водонасыщенные супеси и пески с $k_{\phi} = 0,2+20$ м/сут	Глубина закрепления не более 12+15 м, радиус закрепления грунта 0,5+1,5 м. Прочность закрепленного грунта на одноосное сжатие – 1,0+1,5 МПа
Однорастворная силикатизация	Водонасыщенные пески и пльвуны с $k_{\phi} = 0,01+2$ м/сут	Инъекция в грунт алюмината натрия, силиката натрия с предварительно введенной химической добавкой: кремнефтористого водорода, серной кислоты, фтористого натрия и пр. Прочность закрепленного грунта на одноосное сжатие – 0,15+4,0 МПа, коэффициент фильтрации не более $10^{-8}$ м/сут

См. продолжение

Наименование способа (функциональное назначение)	Вид грунта	Характеристика способа или конструкции
Однорастворная газовая силикатизация	Пески с неограниченным содержанием карбонатов с $k_{\text{ф}} = 0,01 \div 20$ м/сут	Инъекция в грунт углекислого газа, затем силиката натрия и вторично углекислого газа. Коэффициент фильтрации закрепленного грунта не более $10^{-9}$ м/сут

Выбор технологии усиления оснований и фундаментов существующего здания зависит от его состояния, класса ответственности, инженерно-геологических и градостроительных условий рассматриваемой площадки, а также конструктивного решения строящегося подземного сооружения и принятой технологии производства работ. Все основные методы усиления оснований и фундаментов при строительстве подземных сооружений, заглубленных ниже подошвы фундаментов существующих зданий, можно подразделить на следующие группы:

- инъекционные методы;
- передача действующих нагрузок на сваи;
- комбинированные методы.

## 2.1. Искусственное водопонижение и водоотлив

*Искусственное понижение УПВ* является одним из наиболее эффективных средств осушения грунтового массива и предотвращения водопритока в котлован. Оно предусматривается для устранения или ослабления разупрочняющего и разрушающего воздействия подземных вод на грунты, снижения или устранения фильтрационного давления.

Для достижения требуемого понижения уровня подземных вод применяют следующие виды водопонижительных устройств:

- траншейные дренажи;
- закрытые беструбчатые дренажи для осушения оползневого тела, рассчитанные, как правило, на недолговременный срок службы;

- трубчатые и галерейные дренажи — в устойчивой зоне за пределами смещающихся грунтов для перехвата подземного потока при продолжительном сроке службы;
- пластовые дренажи на участках высачивания подземных вод на склонах и откосах для предотвращения суффозии и в основании подсыпок;
- водопонизительные скважины различных типов (в том числе самоизливающиеся и водопоглощающие) в сочетании с дренажами или, в случае большей эффективности или целесообразности применения, взамен их.

Выбор способа водопонижения или водоотлива должен учитывать конструктивные особенности и размеры сооружения, особенно его подземной части, инженерно-геологические и гидрогеологические условия стройплощадки, размеры площади осушения, технологию производства строительных работ в защищаемом котловане, продолжительность этих работ и другие конкретные условия.

Система строительного водопонижения должна решать следующие задачи:

- предотвращение поступления подземных вод в котлованы, траншеи и подземные выработки, разрабатываемые в обводненных грунтах;
- предупреждение прорывов подземных вод или выпора водупорных слоев грунта через дно котлована при наличии в основании водовмещающих горизонтов с напорным режимом фильтрации;
- предотвращение неблагоприятного изменения физико-механических свойств грунтов и развития опасных процессов в грунтовой толще (карст, вымыв заполнителя, подтопление, оползни и т.п.) в связи с изменением природных гидрогеологических условий;
- организация отвода поверхностных и подземных вод к местам сброса;
- предотвращение существенных осадок близлежащего грунтового массива в результате снижения уровня подземных вод, а также осадок оснований зданий и сооружений в зоне влияния водопонизительных работ, которые могут вызвать деформации конструкций;
- обеспечение экологической безопасности окружающей среды

в связи с нарушением водного баланса на участке строительства.

Сущность метода водопонижения заключается в том, что по периметру котлована располагаются водопонижающие скважины, из которых непрерывно откачивают воду, в результате чего образуется депрессионная поверхность и УПВ оказывается ниже подошвы сооружения (рис. 2.1). Водопонижающие установки работают весь период строительства, обеспечивая постоянный уровень грунтовых вод. Радиус и глубина депрессионной воронки зависят от мощности водоносного слоя, коэффициента фильтрации и интенсивности откачки. Для предварительного подсчета объема воды, поступающей в котлован, можно воспользоваться приблизительными значениями фильтрационного притока воды на  $1 \text{ м}^2$  дна котлована, определяемыми по табл. 2.2.

При расчете величины притока подземных вод принято подразделять котлованы на:

- траншеи и узкие вытянутые котлованы прямоугольной в плане формы с отношением ширины к длине 1:10 и менее;
- широкие котлованы квадратной, прямоугольной, круглой и других распластанных в плане форм с отношением ширины к длине  $>1:10$ .

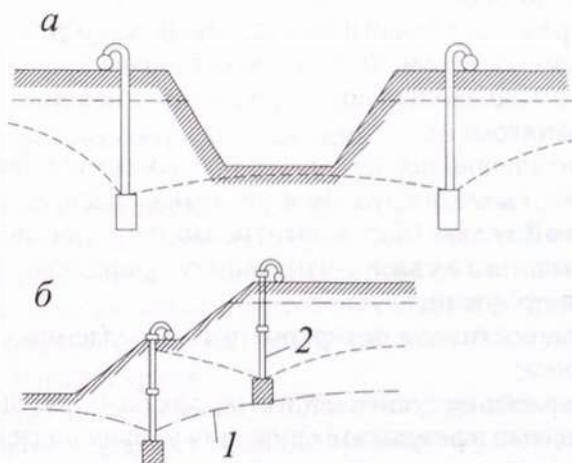


Рис. 2.1. Характер депрессионных кривых при водопонижении с одно- (а) и двухъярусным (б) расположением скважин: 1 — депрессионная кривая; 2 — иглофильтр

Таблица 2.2. Приближенные значения фильтрационного притока воды на 1 м<sup>2</sup> дна котлована

Грунт	Q, м <sup>3</sup> /ч
Мелкий песок	0,05±0,16
Среднезернистый песок	0,1±0,24
Крупнозернистый песок	0,3±3
Трещиноватая скала	0,14±0,25

В расчете принимается, что котлованы имеют вертикальные откосы.

Невытянутые в длину котлованы приводят к фиктивному равновеликому кругу радиусом  $r_0$ , определяемому:

$$r_0 = \eta \frac{(L + B)}{4}, \quad (2.1)$$

где  $L$  — длина котлована, м;  $B$  — ширина котлована, м;  $\eta$  — коэффициент, определяемый по соотношению  $B/L$ :

$B/L$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
$\eta$	1	1,12	1,16	1,18	1,18	1,18

Для котлованов неправильной в плане формы:

$$r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}, \quad (2.2)$$

где  $F$  — площадь реального котлована, м<sup>2</sup>.

Приток воды в котлован рассчитывается по формулам установившегося движения подземных вод. Если котлован пререзает слои грунта различной проницаемости, то при соотношении коэффициентов фильтрации отдельных слоев, не превышающем 1:10, определяется средневзвешенное значение коэффициента фильтрации:

$$k = \frac{k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (2.3)$$

где  $h_1, h_2, \dots, h_n$  — толщина отдельных слоев грунта;  $k_1, k_2, \dots, k_n$  — коэффициенты фильтрации этих слоев.

При бóльших соотношениях коэффициентов фильтрации слой с малым коэффициентом из расчетов исключают.

Котлованы могут быть совершенными, т.е. доходящими до водоупора и принимающими воду через стены, и несовершенными, т.е. не доходящими до водоупора с притоком воды через стены и дно или только через дно.

В зависимости от гидравлического состояния водоносного пласта котлованы разрабатывают в условиях безнапорных (наиболее часто) или напорных подземных вод.

Для совершенных котлованов расчет притока воды может быть выполнен:

— в условиях безнапорных подземных вод:

$$Q = \frac{1,37kH^2}{\lg \frac{R+r_0}{r_0}}; \quad (2.4)$$

— в смешанных условиях при наличии напорной и безнапорной зон при условии заложения напорного водоносного горизонта под безнапорным:

$$Q = \frac{1,37k(2S-m)m}{\lg \frac{R+r_0}{r_0}}. \quad (2.5)$$

Для несовершенных котлованов, работающих:

— в напорных условиях:

$$Q = \frac{2,73kmS}{\lg \frac{R+r_0}{r_0} + 0,2 \frac{m}{r_0}}; \quad (2.6)$$

— в безнапорных условиях:

$$Q = 2,73kS \left[ \frac{S}{2 \lg \frac{R+r_0}{r_0}} + \frac{m}{\lg \frac{R+r_0}{r_0} + 0,2 \frac{m}{r_0}} \right]. \quad (2.7)$$

В вышеприведенных формулах:  $Q$  — приток воды в котлован,  $\text{м}^3/\text{сут}$ ;  $H$  — толщина безнапорного водоносного пласта, м;  $R$  — радиус депрессии, м;  $m$  — толщина напорного водоносного пласта, для выражения (2.7) принимается как разность отметок дна котлована и водоупора, м;  $S$  — заглубление дна котлована относительно исходного уровня подземных вод, м.

Детальный расчет водопонижительных систем см. [23; 35; 65].

Требуемое понижение уровня подземных вод определяют:

- в водоносных слоях, содержащих безнапорные воды, в зависимости от допустимого повышения уровня воды за время аварийного отключения водопонижительной системы;
- в напорных водоносных слоях, залегающих ниже дна котлована или пола заглубленного сооружения, из условия исключения возможности прорывов воды и необходимости обеспечения устойчивости грунтов в основании сооружения.

При пересечении сооружением или котлованом водоупорных слоев в процессе проектирования водопонижения исходят из практически достижимого снижения уровня подземных вод, предусматривая при необходимости дополнительные мероприятия для защиты сооружения или котлована.

Разрабатывая проект водопонижения необходимо учитывать, что искусственное снижение УПВ приводит к изменению физических свойств грунтов, увеличению активного давления грунта на заглубленные части сооружения и вертикальным деформациям земной поверхности. Обычно, при небольшом снижении УПВ, происходит равномерное понижение уровня дневной поверхности, и это не оказывает существенного влияния на работу сооружения. При больших понижениях УПВ осадка может быть достаточно значительной и неравномерной, достигая 1 м.

Например, в г. Москве около эксплуатировавшегося 2-этажного кирпичного здания столовой пристраивалось новое здание с глубоким подвальным помещением. Грунтовый массив площадки слагался сверху вниз: суглинками мощностью 2,3 м, ниже — песками мелкими и средней крупности. Уровень подземных вод находился на глубине 1,8 м от дневной поверхности. Для разработки грунта котлован оградили шпунтовой стенкой, почти вплотную подходящей с одной стороны к зданию столовой, иглофильтрами понизили уровень подземных вод и начали земляные работы, а затем началось устройство бетонных конструкций под-

вальной части. В связи с тем, что работы велись шесть дней в неделю, а в выходной день иглофильтры выключали, подвал регулярно затапливался подземными водами. В первый день недели вода из котлована отсасывалась и работы продолжались. Через месяц после начала работ у оконных проемов здания столовой появились трещины, оконные рамы перекошились и здание стало интенсивно осаживаться в котловане (рис. 2.2). Через 1,5 месяца эксплуатация большинства помещений первого этажа стала небезопасной.

Анализ причин аварийных деформаций показал, что недопустимый крен здания был вызван снижением уровня подземных вод, в результате чего исчезло их взвешивающее влияние, плотность грунта повысилась, основание претерпело дополнительное уплотнение, сопровождающееся неравномерной осадкой здания. Поскольку депрессионная кривая быстро выполаживается по мере удаления от иглофильтра, то участки основания, где происходит процесс самоуплотнения грунта, по глубине будут неодинаковы даже в пределах пятна застройки здания, чем и было объяснено наличие крена здания в сторону иглофильтров. Кроме того, периодические снижения и подъемы уровня подземных вод способствовали развитию обильного трещинообразования в надфундаментных конструкциях здания.

В г. Тюмень пятиэтажное кирпичное здание с продольными несущими стенами на сборных ленточных фундаментах с глуби-

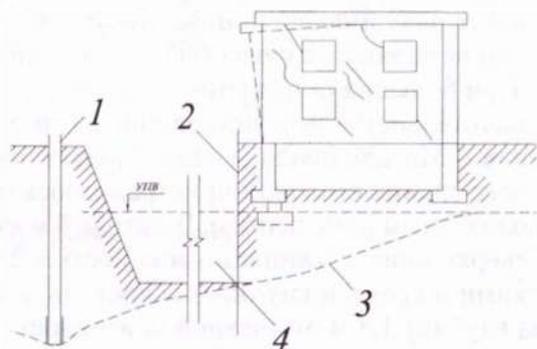


Рис. 2.2. Деформации существующего здания в результате искусственного водопонижения: 1 — иглофильтры; 2 — шпунт; 3 — кривая депрессии; 4 — котлован

ной заложения 3,3 м эксплуатировалось в течение двух лет. В основании залегают слои мягко- и текучепластичных суглинков с прослоями мелкого водонасыщенного песка. Уровень подземных вод располагался на глубине 2,2 м. В летний период в 5–6 м от здания параллельно его фасаду началась прокладка ливневой канализации. Для нее были разработаны траншеи глубиной 4 м, из которых периодически откачивалась вода. В это же время в стенах здания появились трещины. Наблюдения за осадками здания, а также анализ поведения гипсовых марок, установленных на трещинах в здании, позволили сделать вывод, что это работы по устройству ливневой канализации послужили причиной неравномерных осадок здания и деформаций его конструкций (рис. 2.3) [38].

Снижение уровня подземных вод вызывает не только осадки зданий и сооружений. У построек, возведенных на деревянных сваях, оголение голов свай, попавших в зону переменной влажности, вызывает интенсивное гниение и разрушение.

При проектировании системы водопонижения необходимо предусмотреть меры по предотвращению разуплотнения грунтов и нарушению устойчивости откосов котлована и оснований расположенных рядом сооружений. В частности, вынос мелких частиц грунта в откосах и дне котлована (суффозия) может вызвать

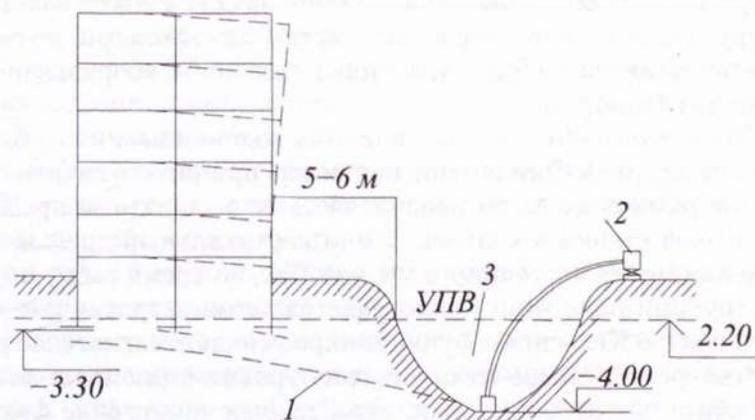


Рис. 2.3. Деформации жилого дома в результате откачки воды из траншеи для прокладки инженерных коммуникаций: 1 — кривая депрессии; 2 — водоотливной насос; 3 — траншея

разрыхление грунта на участках, близких к котловану. Разрыхление грунта возможно в процессе бурения, содержания и ликвидации водопонизительных скважин, а также при погружении иглофильтров гидравлическим способом. При устройстве заглубленных в водоносный слой и достаточно протяженных подземных сооружений возможен барражный эффект, в результате которого поднимается уровень подземных вод с верховой стороны и снижается — с низовой стороны. В качестве мероприятия по устранению последствий барражного эффекта обычно используются дренаж и противофильтрационные завесы.

Некоторые негативные явления, вызванные работой водопонизительных установок, рассматриваются в [71]. Так, при погружении иглофильтров в водонасыщенные песчаные грунты с помощью подмыва расстояние между ними и краем существующих фундаментов должно быть больше разности отметок низа иглофильтра и подошвы фундамента. Если по каким-либо причинам это условие не соблюдается либо водопонижение ведется в мелких и пылеватых песках и супесях, то обязательно требуется устанавливать иглофильтры в скважины, заполненные крупным или средней крупности песком. Эти мероприятия направлены на снижение возможности вымывания пылеватых фракций из грунта. Контроль за составом откачиваемой из скважины воды целесообразно осуществлять через 2 и 6 ч с начала водоотлива. При обнаружении в воде пылеватых частиц иглофильтры должны быть переставлены в более удаленные скважины, оборудованные обратным фильтром.

Для исключения опасного влияния водопонижения на близстоящие здания в Финляндии, например, принято, откачивая иглофильтрами воду из котлована, часть ее выливать за пределы шпунтовой стенки в кольцевой или вертикальный дренаж для поддержания ее постоянного уровня. Так, во время работ по реконструкции подземного пространства административных зданий в центре Хельсинки функционировало автоматическое устройство, реагирующее на понижение уровня подземных вод за пределами шпунтовой стенки. Если таковое понижение фиксировалось, то автоматически включались насосы и закачивали необходимое количество воды за ограждение котлована. Когда уровень подземных вод выравнивался до проектного положения, насосы выключались. При использовании подобной технологии

не только предупреждаются нежелательные деформации окружающих зданий, но исключаются оголение и гниение голов деревянных свай.

Деформации оснований существующих зданий при временном или постоянном водопонижении вблизи определяют по выражению [58]:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \sigma_w^{\text{дон}} \frac{h_i}{E_i},$$

где  $\beta$  — безразмерный коэффициент, равный 0,8;  $\sigma_w^{\text{дон}}$  — дополнительные эффективные напряжения в грунте, определяемые:

$$\sigma_w^{\text{дон}} = (\gamma - \gamma_{\text{сб}}) h_w,$$

$h_i$ ,  $E_i$  — толщина и модуль деформации  $i$ -го слоя грунта;  $n$  — число слоев в пределах сжимаемой толщи;  $\gamma$  — удельный вес грунта,  $\gamma_{\text{сб}}$  — удельный вес грунта во взвешенном состоянии,  $h_w$  — понижение уровня подземных вод.

Способы водопонижения определяются глубиной котлована, технологией строительства, фильтрационными свойствами грунтов и отличаются принципом отбора воды из грунта, конструкцией водопонижающих скважин, видом насосного оборудования и т. п. (см. табл. 2.1). В зависимости от инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительства различают следующие способы водопонижения:

- поверхностный;
- из подземных выработок;
- комбинированный.

Наиболее распространен поверхностный способ.

Поверхностное водопонижение и водоотлив выполняются с соблюдением следующих правил:

- с верховой стороны выемок для перехвата потока поверхностных вод используются кавальеры и резервы, устраиваемые сплошным контуром, а также постоянные водосборные и водоотводящие сооружения или временные каналы и обвалования; каналы, при необходимости, могут иметь защитные крепления от размыва или фильтрационных утечек;
- кавальеры с низовой стороны выемок отсыпают с разрывом, преимущественно в пониженных местах, но не реже, чем через каждые 50 м; ширина разрывов устраивается не менее 3 м;

- грунт из нагорных и водоотводящих канав, устраиваемых на косогорах, укладывается в виде призмы вдоль канав с нижней их стороны;
- при расположении нагорных и водоотводящих канав в непосредственной близости от линейных выемок между выемкой и канавой выполняют банкет с уклоном его поверхности  $0,02 \div 0,04$  в сторону нагорной канавы.

При пересечении откосом котлована водоупорных грунтов, залегающих под водоносным слоем, если проектом водопонижения не предусмотрена дренажная система, на кровле водоупора делают берму с канавой для отвода воды.

Открытый водоотлив (*рис. 2.4*), в основном, применяют для поддержания котлована в осушенном состоянии в скальных и гравийно-галечниковых грунтах, устойчивых против фильтрационных деформаций. В этом случае подземные воды, просачиваясь через откосы и дно котлована, поступают в водосборные канавы и по ним в приямки (зумпфы), откуда вода откачивается насосами. При использовании открытого водоотлива в котлованах, пройденных в мелкозернистых грунтах, предусматривают мероприятия, предупреждающие разрушение откосов и дна котлована, например устройство дренажной пригрузки из песчано-гравийной смеси по всей площади мокрого откоса котлована.

Водосборную систему устраивают по всему периметру котлована на самых низких его отметках. Размеры канав и колодцев рассчитывают в зависимости от ожидаемого притока, дренажные канавы выполняют с уклоном  $0,002 - 0,005$  в сторону водосборного колодца. Последний имеет размер в плане не менее чем  $1,5 \times 1,5$  м, а глубину не менее 2 м. Минимальный размер колодца назначают исходя из условия обеспечения непрерывной работы насоса в течение 10 мин. Колодец крепят по периметру, а на его дне устраивают обратный фильтр. В суффозионных неустойчивых грунтах также устраивают обратный фильтр по периметру колодца за его креплением. Для открытого водоотлива применяют самовсасывающие центробежные насосы типа С, СНВ, НДВ, НДС, НДН.

При отводе подземных и поверхностных вод необходимо исключить подтопление существующих инженерных сооружений, образование оползней, размыв грунта и заболачивание местности.

В зависимости от типа и расположения водопонизительных устройств относительно строящегося сооружения могут применяться следующие схемы водопонижения:

- *линейная* — водопонизительные устройства располагаются в ряд по одной линии;
- *контурная* — водопонизительные устройства располагаются по контуру, огибающему сооружение;

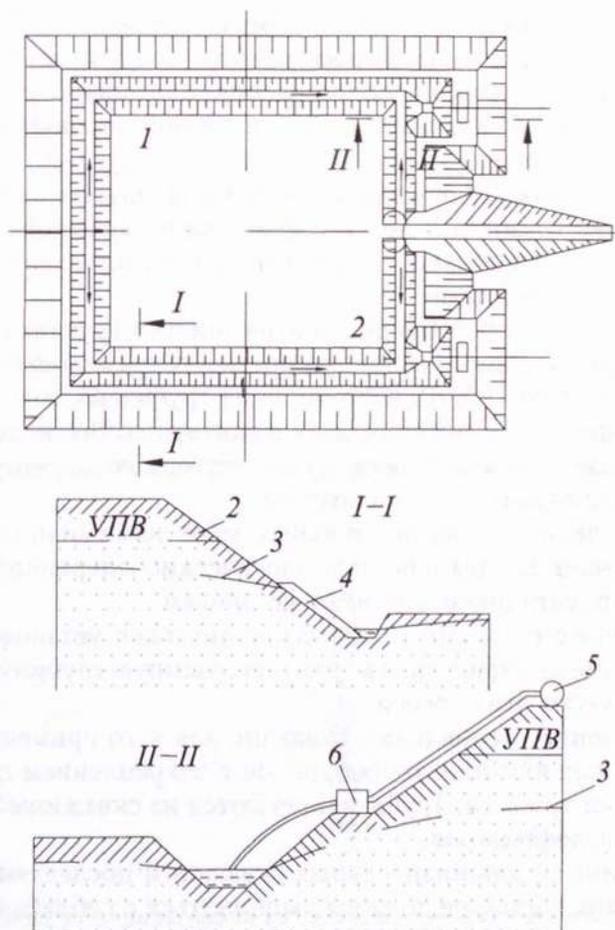


Рис. 2.4. Схема открытого водоотлива: 1 — канава; 2 — зумпф; 3 — кривая депрессии; 4 — дренажная пригрузка; 5 — водосбросной коллектор; 6 — насос

- *кольцевая* — при замкнутом контуре расположения водопонижительных устройств;
- *ярусная* — при расположении водопонижительных устройств в несколько ярусов по глубине котлована.

По времени проведения мероприятий, направленных на снижение УГВ, различают:

- *предварительное водопонижение* — заблаговременное полное или частичное снижение УГВ для создания безопасных условий ведения строительных работ. Водоприемные устройства располагаются за пределами контура сооружаемого объекта. Время опережения водопонижения определяют расчетом по условиям формирования депрессионной воронки необходимого размера;
- *параллельное водопонижение* — проводят при незначительном притоке грунтовых вод в выработку или котлован. В этом случае водопонижение осуществляют параллельно со строительными работами.

При понижении УПВ до 5 м в неслоистых грунтах с коэффициентом фильтрации 1+50 м/сут применяются **иглофильтровые установки** (рис. 2.5, а), состоящие из трубчатых водоприемников-иглофильтров, погруженных в скважины. Все иглофильтры подключаются к всасывающему коллектору, соединенному с насосами для откачки воды и воздуха.

Проведение водопонижительных работ легкими иглофильтрами включает следующие технологические операции: монтаж, пуск, эксплуатацию и демонтаж установки.

Наиболее сложный процесс при монтаже установки — это погружение иглофильтров в грунт на заданную глубину. Для этого используют два способа.

1. Бурение специальных скважин, для чего применяют шнековые установки или вибробурение с закреплением скважины обсадными трубами. Трубы извлекаются из скважины после установки иглофильтров.

Бурение водопонижительных скважин и последующая установка в них фильтров должны выполняться с соблюдением следующих требований:

- низ обсадной трубы при бурении скважин ударно-канатным способом должен опережать уровень разрабатываемого забоя не менее чем на 0,5 м, а подъем буровой желонки должен про-

изводиться со скоростью, исключающей подсосывание грунта через нижний конец обсадной трубы;

- при бурении в грунтах, в которых возможно образование пробок, в полости обсадной трубы необходимо поддерживать уровень воды, превышающий уровень подземных вод;
- перед опусканием фильтров и извлечением обсадных труб скважины должны быть очищены от бурового шлама;
- при бурении скважин ударными способами необходимо учитывать возможность местного уплотнения грунта оснований, что может вызвать его дополнительные осадки и, как следствие, деформации конструкций окружающих зданий и сооружений;
- в скважинах, пробуренных в переслаивающихся водоносных и водоупорных слоях, внутренняя полость обсадной трубы должна быть промыта водой;

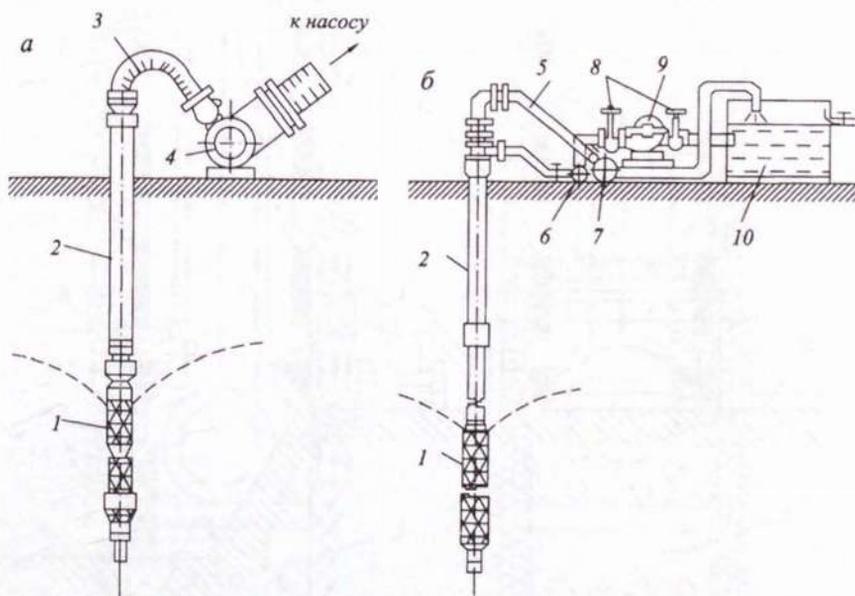


Рис. 2.5. Схема иглофильтровой (а) и эжекторной (б) водопонижительных установок: 1 — фильтрующее звено; 2 — надфильтровая труба; 3 — патрубок; 4 — всасывающий коллектор; 5 — выбросной шланг; 6 — распределительный трубопровод; 7 — водосбросной трубопровод; 8 — задвижка; 9 — центробежный насос; 10 — циркуляционный резервуар

- контрольный замер глубины скважины производится непосредственно перед установкой фильтра.

При бурении скважин необходимо отбирать пробы для уточнения границ водоносных слоев и гранулометрического состава грунтов.

2. Гидравлический (рис. 2.6), для погружения иглофильтра в надфильтровые трубы фильтрового звена (рис. 2.7, а) нагнетают воду, которая, отжимая шаровой клапан 2 от седла 1, проходит во фрезерный наконечник 3 и затем в грунт. При попадании в грунт

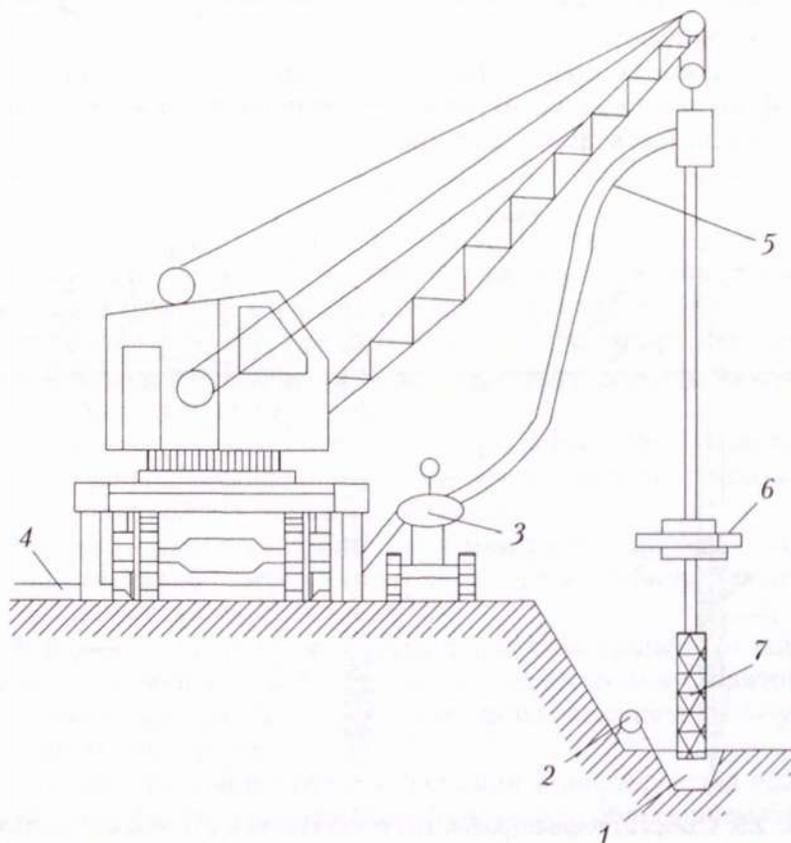


Рис. 2.6. Погружение иглофильтра гидравлическим способом: 1 — приямок; 2 — всасывающий коллектор; 3 — насос; 4 — трубопровод; 5 — напорный рукав; 6 — хомут для ручного регулирования; 7 — иглофильтр

вода размывает его и поднимается по затрубному пространству на поверхность земли, вынося с собой частицы грунта. Погружение иглофильтра происходит под действием собственного веса. Этот способ применяют в песчаных грунтах. Способ не применим, если в верхней части разреза имеются глинистые или песчаные грунты с включением крупнообломочного материала либо в непосредственной близости от фундаментов зданий и сооружений.

После завершения монтажа всасывающей системы производится контрольное нагнетание воды под давлением  $0,2 \pm 0,3$  МПа. После испытания установки ее запускают в эксплуатацию.

В процессе эксплуатации откачиваемая вода из грунтового массива попадает в иглофильтр через фильтрационную сетку.

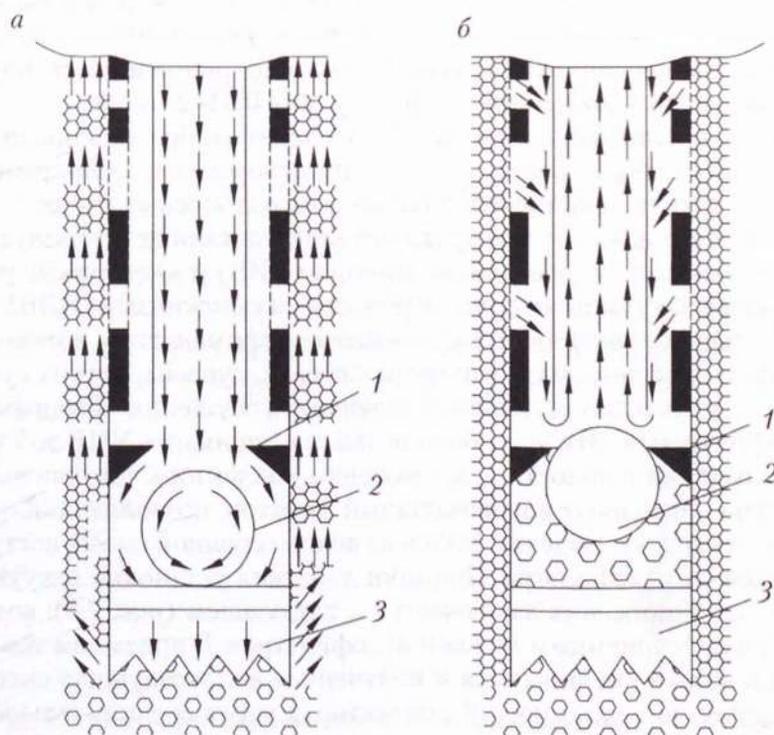


Рис. 2.7. Схема работы иглофильтра: *а* — при гидравлическом погружении в грунт; *б* — при откачке воды: 1 — седло; 2 — шаровой клапан; 3 — фрезерный наконечник

При этом шаровой клапан прижимается к седлу и препятствует попаданию загрязненных вод в иглофильтр через наконечник (рис. 2.7, б).

Для снижения УПВ в мелкозернистых грунтах используются **вакуумные водопонижительные установки**, состоящие из эжекторов (водоструйных насосов), создающих в системе вакуум при истечении водной струи из насадок. Глубокий устойчивый вакуум способствует более интенсивному притоку воды к скважинам и позволяет откачивать не только гравитационную, но и капиллярную воду.

Принцип действия вакуумного водопонижения состоит в создании на наружных поверхностях водоприемных устройств устойчивого вакуума. Вакуумирование водонасыщенных грунтов применяют с целью усиления эффекта водопонижения в сложных инженерно-геологических условиях: переслаивание водоносных и водоупорных грунтов, малая водопроницаемость, низкая водоотдача, коэффициент фильтрации  $0,01+2$  м/сут.

Применение вакуумирования позволяет уменьшить продолжительность образования депрессионной воронки в слабопроницаемых грунтах и понизить УПВ во всех водоносных слоях.

Для поверхностного вакуумного водопонижения используют установки вакуумного водопонижения (УВВ) и эжекторные установки с вакуумными концентрическими скважинами (ЭВВУ).

*Установки вакуумного водопонижения* применяются в мелкозернистых пылеватых и глинистых песках, супесях, легких суглинках, илах и лессах, плохо поддающихся осушению обычными иглофильтрами. Эти установки позволяют понизить УПВ до 7 м. Для создания в полости всасывающего коллектора устойчивого вакуума применяют водовоздушный эжектор, позволяющий откачивать воздух, выделяющийся из водовоздушной смеси, поступающей от иглофильтра. Принцип действия установки вакуумного водопонижения заключается в следующем (рис. 2.8): вода поступает к приемным звеньям иглофильтров. В приемном звене вода и воздух смешиваются и полученная водовоздушная смесь поступает во всасывающий коллектор 5 через соединительные трубопроводы 2. Во всасывающем коллекторе вода и воздух отделяются друг от друга. Вода собирается в нижней, а воздух — в верхней частях коллектора. Из коллектора они подаются в патрубков приемного бака 3, откуда воду отбирают в водяной 4, а воз-

дух — в центробежный 11 эжекторы. Водяной и центробежный эжекторы приводятся в действие центробежным насосом 12. Из эжекторов вода и воздух выбрасываются вместе с рабочей водой в циркуляционный бак 9, откуда воздух выделяется в атмосферу, а вода разделяется: часть через водосливную воронку 8 поступает в сбросную линию 7, а часть идет на питание центробежного насоса.

Эжекторные установки с вакуумными концентрическими скважинами используют для осушения слоистых грунтов различной проницаемости. Конструкция вакуумной концентрической скважины состоит из вакуумного водоприемника, установленного в заранее пробуренную скважину. Водоприемник представля-

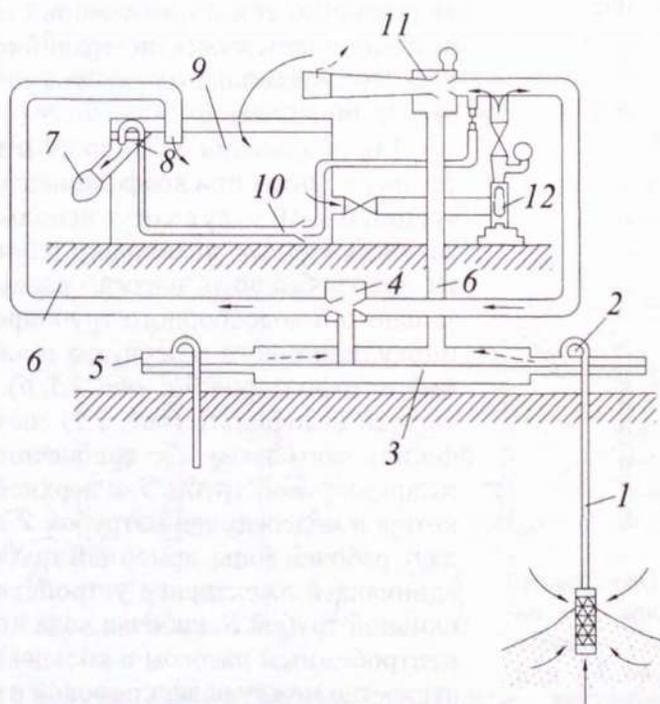


Рис. 2.8. Схема установки вакуумного водопонижения: 1 — иглофильтр; 2 — соединительные трубопроводы; 3 — приемный бак; 4 — водо-водяной эжектор; 5 — всасывающий коллектор; 6 — рукав; 7 — сбросная линия; 8 — водосливная воронка; 9 — циркуляционный бак; 10 — грязевой эжектор; 11 — водовоздушный эжектор; 12 — центробежный насос

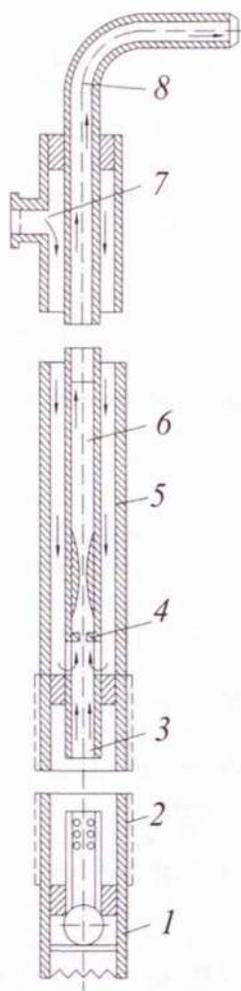


Рис. 2.9. Эжекторный иглофильтр: 1 — наконечник; 2 — фильтровое звено; 3 — приемная труба; 4 — эжекторное устройство; 5 — надфильтровая труба; 6 — диффузор; 7 — патрубок; 8 — сливная труба

ет собой два става труб: внутренний и наружный, между которыми имеется концентрический зазор, обеспечивающий распространение вакуума по всей высоте фильтровой оболочки. На участке откачки наружный став выполняется в виде фильтровой оболочки, а выше — в виде сплошной трубы. Внутренний став труб состоит из эжектора с приемной сеткой. Фиксированное положение водоприемного устройства по глубине скважины обеспечивается направляющими хомутами. В зоне откачки пространство между водоприемником и пробуренной скважиной заполняется песчано-гравийной смесью. Выше водоносных грунтов устраивают глиняный замок.

Для понижения УПВ до 20 м в однородных грунтах при коэффициенте фильтрации  $0,1+10$  м/сут могут использоваться **эжекторные установки**, состоящие из центробежного насоса, распределительного и водосборного трубопроводов, циркуляционного резервуара и эжекторных иглофильтров (см. рис. 2.5, б). Эжекторный иглофильтр (рис. 2.9) состоит из фильтрового звена 2 с наконечником 1, надфильтровой трубы 5, к верхней части которой подсоединен патрубок 7 для подачи рабочей воды, приемной трубы 3, соединяющей эжекторное устройство 4 со сливной трубой 8. Рабочая вода подается центробежным насосом в кольцевое пространство между надфильтровой и приемной колонками. Выходящая из насадки эжектора с большой скоростью струя воды создает разрежение в окружающем пространстве, благодаря чему происходит отсос воды из обводненного грунта. У

входа в горловину диффузора  $b$  грунтовая вода смешивается с рабочей водой и поднимается на поверхность по сливной трубе.

В мелкозернистых, илистых или глинистых грунтах с коэффициентом фильтрации менее  $0,05$  м/сут возможно применение **электроосмотического водопонижения**, для чего к водопонижающим скважинам с легкими или эжекторными иглофильтрами подводится постоянный электрический ток (отрицательный полюс), а между скважинами в шахматном порядке забиваются стальные трубы (положительный полюс). На *рис. 2.10* показано двух- и однорядное расположение анодов. При подключении источника электрического тока происходит электроосмотический отсос, что обеспечивает дополнительный приток воды к скважинам. Воздействие постоянного электрического тока на грунт приводит к увеличению электроосмотического водоотделения примерно в  $100$  раз по сравнению с водоотделением под действием гравитационных сил. Электроосмотическое водопонижение приводит к увеличению прочности грунта на срез и уплотнению рыхлых грунтов.

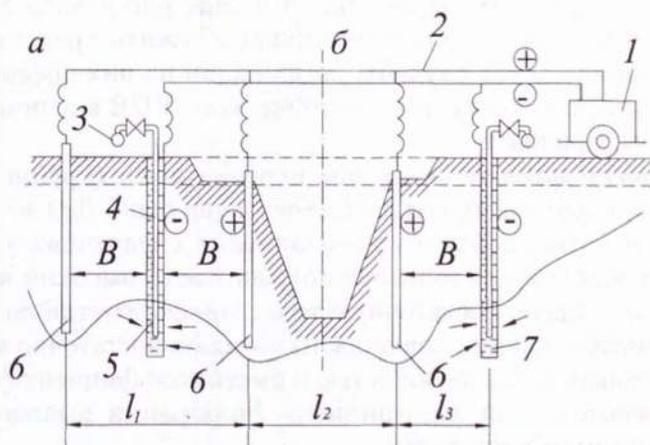


Рис. 2.10. Электроосмотическое водопонижение: *a* — двухрядное расположение анодов; *б* — однорядное расположение анодов; 1 — источник постоянного тока; 2 — электрический кабель; 3 — магистральный трубопровод; 4 — всасывающая труба; 5 — перфорированная труба; 6 — аноды; 7 — катод;  $l_1$  — активная зона между рядами анодов,  $l_2$  — зона обратного действия,  $l_3$  — активная однорядная зона

**Водопонижение скважинами** применяют для снятия избыточного давления в напорных водоносных горизонтах; глубокого водопонижения; сброса грунтовых вод в нижележащие слои, а также в тех случаях, когда использование иглофильтров затруднено большими притоками, большой площадью осушения и стесненностью территории. Водопонизительные установки представляют собой систему самоизливающихся скважин различного наклона, водопоглощающих скважин, сквозных фильтров и водопонизительных скважин, оборудованных глубинными насосами.

*Самоизливающиеся скважины* бурятся с различных горизонтов: с поверхности земли, с бERM на откосах, со дна котлована и из существующих подземных выработок. Порядок расположения скважин и глубина бурения определяются принятой технологической схемой ведения работ, глубиной заложения и конфигурацией строящегося или реконструируемого объекта в плане и в профиле. Эти скважины применяют для снятия избыточного давления в напорных водоносных горизонтах, для глубокого водопонижения (горизонтальные скважины на откосах открытых котлованов, лучевые водозаборы, восстающие скважины из подземных выработок) и в виде шпурового дренажа. Самоизливающиеся скважины могут служить средством для снятия напора в тех случаях, когда излив из них обеспечивает достаточное снижение пьезометрического УПВ в напорном водоносном горизонте.

*Водопоглощающие скважины* используются (крайне редко) для сброса грунтовых вод в нижележащие слои. Для их эффективной работы необходимо выполнение следующих условий: верхний водоносный горизонт должен иметь высокий коэффициент водоотдачи, достаточную толщину ниже отметки водопонижения, нижележащие слои должны обладать достаточно высокой водопоглощающей способностью и иметь коэффициент фильтрации, превышающий коэффициент фильтрации вышележащих пород минимум в два раза.

*Сквозной фильтр* — скважина, пробуренная с поверхности земли в существующую подземную выработку и оборудованная фильтрующими устройствами в зоне осушения. Во всех водоносных слоях, которые он пересекает, сквозной фильтр оборудуется фильтровыми звеньями. Вода проникает через фильтры в скважину, а затем оттуда сбрасывается в подземную выработку.

Водопонизительные скважины оборудуются глубинными насосами и применяются для глубинного водопонижения из водоносных горизонтов с коэффициентами фильтрации, превышающими 2 м/сут (рис. 2.11). При применении глубинных насосов диаметр скважины достигает 200 мм, а при больших дебитах и использовании артезианских насосов — 750 мм; глубина — до 1 км.

Для бурения водопонизительных скважин обычно используют ударно-канатное или роторное бурение. При ударно-канатном

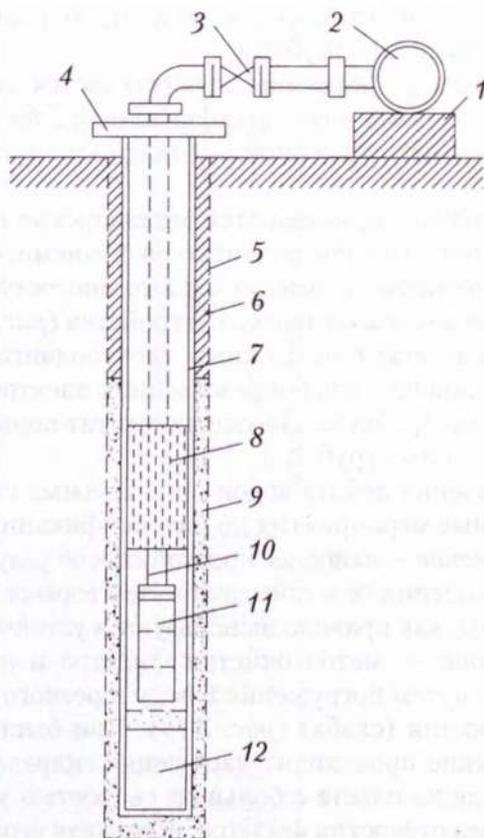


Рис. 2.11. Водопонизительная скважина с глубинным насосом: 1 — фундамент трубопровода; 2 — отводящий трубопровод; 3 — задвижка; 4 — заглушка; 5 — скважина; 6 — наполнитель; 7 — сплошная труба; 8 — фильтр; 9 — гравийная обсыпка; 10 — напорный трубопровод; 11 — погружной насос; 12 — отстойник

способе бурения забой скважины разрушают ударно-поступательным движением долота, приводимого в действие канатом от буровой установки. Разрушенный грунт удаляется желонками. Вращательный способ бурения подразумевает разрушение грунта непрерывно вращающимся грунторазрушающим инструментом с приложением осевой нагрузки. Разрушенный грунт удаляется промывочной жидкостью, непрерывно циркулирующей по замкнутому гидравлическому контуру. В качестве промывочной жидкости используют глинистые растворы, специальные промывочные жидкости и техническую воду. Пробуренные скважины закрепляют обсадными трубами.

Откачка воды из скважины осуществляется центробежными погружными насосами двух модификаций: с электродвигателем, расположенным над скважиной, и с погружным электродвигателем.

В первом случае применяются артезианские насосные установки, состоящие из: электродвигателя, трансмиссионного вала, напорного трубопровода, центробежного многоступенчатого секционного насоса и всасывающего устройства (рис. 2.12).

Насосный агрегат с погружным электродвигателем состоит из насоса, соединенного непосредственно с электродвигателем, и всасывающего устройства. Насосный агрегат подвешивают к колонне водонапорных труб.

Для увеличения дебита водопонижительных скважин проводят специальные мероприятия по интенсификации отбора воды.

*Торпедирование* — наиболее простой способ разуплотнения породы для повышения ее водоотдачи путем взрыва в скважине заряда ВВ. Метод, как правило, используют в устойчивых породах.

*Свабирование* — метод очистки фильтра и прифилтровой зоны в песках путем погружения в воду и резкого поднятия специального поршня (сваба) (рис. 2.13). При быстром поднятии сваба в скважине происходит нарушение гидравлического равновесия, и вода из пласта с большой скоростью устремляется в скважину через отверстия фильтра, промывая его.

*Вакуумирование* позволяет создать перепад давления снаружи и внутри скважины, что приводит к возрастанию притока воды. Для этого в обсадную колонну врезают воздуховод вакуум-насоса. При его периодическом включении в скважине создается разрежение, что повышает ее дебит.

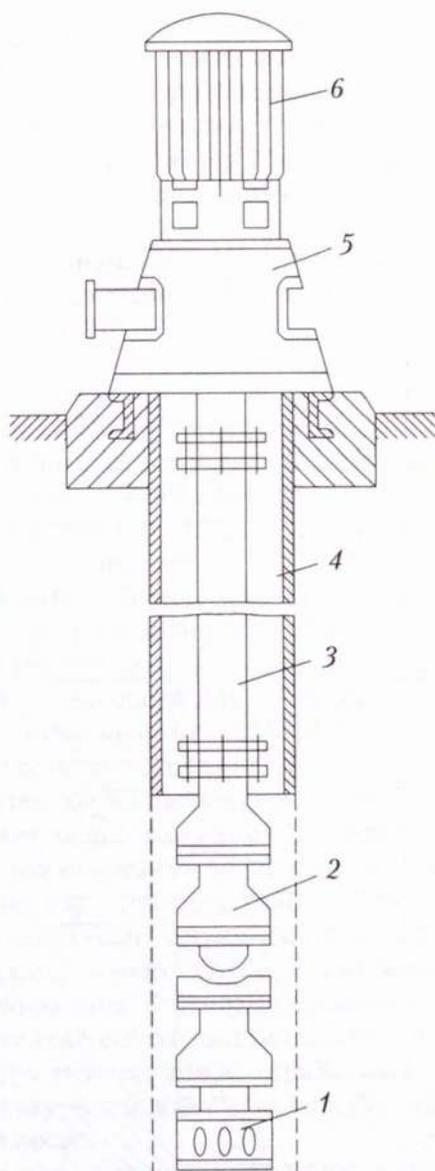


Рис. 2.12. Схема скважины, оборудованной артезианским насосом: 1 — всасывающее устройство; 2 — насос; 3 — колонна водоподъемных труб; 4 — надфильтровые трубы; 5 — опорная часть; 6 — электродвигатель

*Солянокислая обработка* прифилтровых зон проводится для борьбы с кольматацией и зарастанием фильтров в известково-доломитовых грунтах. Принцип действия метода заключается в следующем: при химической реакции соляной кислоты с породами карбонатного типа последние растворяются, увеличивая существующие трещины и соединяя прифилтровую зону с более водообильными зонами.

*Гидравлический удар в скважине* применяют для очистки механически заиленного фильтра. Сущность способа заключается в

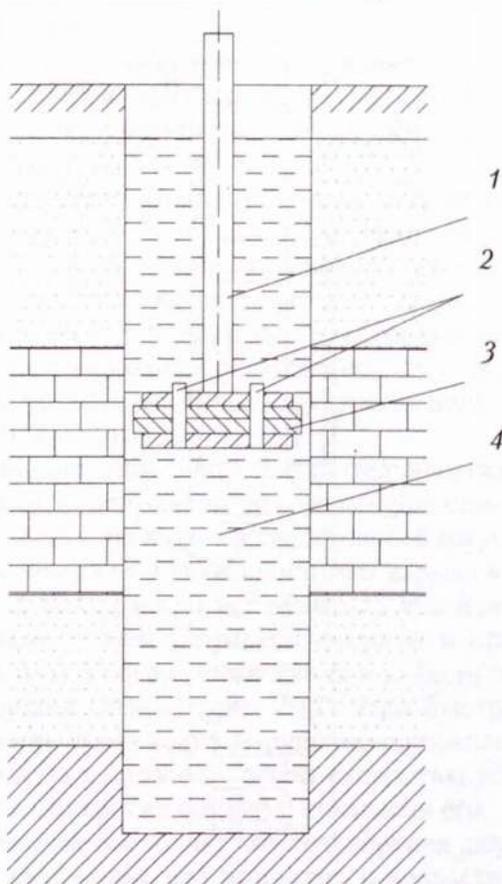


Рис. 2.13. Свабирование скважины: 1 — штанга; 2 — клапаны; 3 — сваб (поршень); 4 — фильтровая колонна

том, что в скважину сбрасывают определенным образом подобранный груз. Под действием силы удара груза о поверхность воды частицы песка и глины, заполнившие отверстия фильтра, выбиваются и фильтр очищается.

После обратной засыпки котлованов и траншей или непосредственно перед их затоплением водопонизительные установки, начиная с нижнего яруса, демонтируют.

## 2.2. Замораживание грунтов

*Искусственное замораживание* грунтов применяется в слабых, неустойчивых водоносных грунтах и горных породах, при наличии разнородных пластов водоносных грунтов с коэффициентами фильтрации не более 10 м/сут и в трещиноватых горных породах, залегающих над толщей неустойчивых водоносных грунтов с притоком подземных вод в котлован более 50 м<sup>3</sup>/ч. Способ искусственного замораживания основывается на способности водоносных грунтов приобретать высокую механическую прочность и водонепроницаемость под действием низких температур. При замораживании находящаяся в трещинах и порах вода замерзает, превращаясь в лед, прочно связывающий пласты и различные отделенности грунтов.

Сущность способа заключается в том, что до начала работ по контуру сооружения через каждые 0,8+2 м бурят скважины и оборудуют их замораживающими колонками. Скважины на 2+3 м заглубляют в водоупор. При отсутствии естественного водоупора специальными способами устраивают искусственный водоупорный слой, например цементацией или замораживанием грунта по всей площади котлована. Через замораживающие колонки насосами прокачивают хладоноситель с температурой  $-20\text{--}40^{\circ}\text{C}$ . Среднюю температуру льдогрунтового ограждения принимают равной 30+40 % температуры хладоносителя, циркулирующего в замораживающих колонках.

Вследствие поддержания постоянной отрицательной температуры за счет циркуляции хладоносителя в замораживающих колонках вода, находящаяся в порах и трещинах грунта и горной породы, замерзает и вокруг каждой колонки начинают образовываться льдогрунтовые цилиндры. В дальнейшем эти цилиндры

смыкаются в единое льдогрунтовое ограждение. При замораживании грунтов происходит изменение их физико-механических свойств: увеличиваются прочность, сцепление, водонепроницаемость. Таким образом, льдогрунтовое ограждение выполняет роль временного водонепроницаемого ограждения, под защитой которого можно вести строительные работы.

Пределы прочности замороженных грунтов на сжатие приводятся в табл. 2.3.

**Таблица 2.3. Пределы прочности замороженного грунта на сжатие, кгс/см<sup>2</sup>**

Грунт	Температура грунта, ° ниже нуля				
	1+5	6+10	11+15	16+20	21+25
Песок	25+85	85+127	127+144	144+152	152+180
Супесь	20+65	65+85	85+105	105+122	122+140
Суглинок	10+15	15+35	35+45	45+65	65+70
Глина	15+45	45+60	60+75	75+90	95+100
Лед	—	—	13+18	18+20	20+30

Льдогрунтовое ограждение поддерживают в замороженном состоянии до тех пор, пока не будет закончено строительство, после чего ограждение ликвидируют. В редких случаях, для наиболее сложных и уникальных объектов, возможно использование льдогрунтового ограждения на весь период эксплуатации объекта.

Получение холода основывается на использовании процесса теплотехнического цикла, при котором охлаждение хладоносителя происходит благодаря испарению жидкого хладагента. В качестве хладагента, в основном, применяют фреон и аммиак.

*Аммиак* ( $\text{NH}_3$ ) — доступный и дешевый хладагент, обладающий хорошими термодинамическими качествами. Температура кипения аммиака при атмосферном давлении составляет +33,4 °С.

*Фреон* — хлорфторзамещенный углеводород на основе метана ( $\text{CH}_4$ ) и этана ( $\text{C}_2\text{H}_6$ ). Фреон менее физиологически вреден, чем аммиак, но более текуч и способен проникать через малейшие неплотности.

Принципиальная схема замораживающей станции показана на (рис. 2.14). Пары хладагента сжимаются в компрессоре 1 до давления  $0,6+1,2$  МПа (в зависимости от вида хладагента), в результате чего температура хладагента повышается до  $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Затем он проходит через маслоотделитель 2 и попадает в межтрубное пространство конденсатора 3, по которому непрерывно циркулирует вода. В результате охлаждения пары конденсируются и хладагент переходит в жидкое состояние. При этом его давление остается тем же, а температура понижается на  $15+25\text{ }^{\circ}\text{C}$  (в зависимости от расхода воды и температуры охлаждающей жидкости). Из конденсатора 3 по трубопроводу 4 через дроссельное устройство 5 и трубопро-

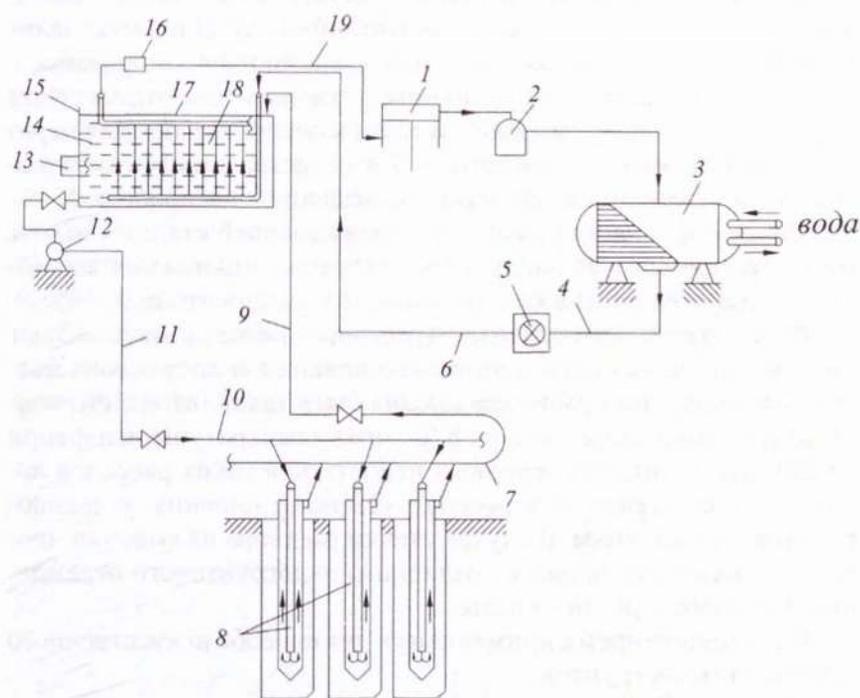


Рис. 2.14. Принципиальная схема работы замораживающей станции: 1 — компрессор; 2 — маслоотделитель; 3 — конденсатор; 4, 6, 9, 11, 19 — трубопроводы; 5 — дроссельное устройство; 7 — коллектор; 8 — замораживающие колонки; 10 — распределитель; 12 — насос; 13 — растворомешалка; 14 — хладоноситель; 15 — растворный бак; 16 — грязеуловитель; 17 — испаритель; 18 — змеевики испарителя

вод 6 жидкий хладагент попадает в испаритель 17, где его давление резко снижается до 0,05 МПа. В результате перепада давления хладагент испаряется и его температура понижается до  $-30 \dots -20$  °С. Пары хладагента поднимаются по змеевикам испарителя 18 и через грязеуловитель 16 и трубопровод 19 опять попадают в компрессор. Таким образом хладагент совершает цикл непрерывного движения. В испарителе 17, где происходит переход жидкого хладагента в газообразное состояние, происходит процесс поглощения тепла хладагентом у хладоносителя 14, который находится в растворном баке 15 и циркулирует в межтрубном пространстве испарителя 17 с помощью растворомешалки 13. В результате чего хладоноситель охлаждается до температуры  $-20 \dots -30$  °С. С помощью насоса 12 по магистральному трубопроводу 11 и распределителю 10 охлажденный хладоноситель нагнетается в замораживающие колонки 8. Циркулируя по ним, хладоноситель отдает холод окружающим горным породам и замораживает их. Пройдя через колонки, хладагент по коллектору 7 и магистральному трубопроводу 9 поступает для повторного охлаждения в испаритель 17.

Таким образом при работе замораживающей станции имеют место три самостоятельных замкнутых цикла движения жидкости: хладагента, воды в конденсаторе и хладоносителя.

В качестве хладоносителей (растворов) обычно используют водные растворы солей хлористого кальция и хлористого магния. Концентрация раствора должна быть такой, чтобы его температура замерзания была на 8 °С ниже температуры испарения хладагента. Одним из основных недостатков таких рассолов является их повышенная агрессивность по отношению к льдоподобным ограждениям. В случае утечки раствора из колонки происходят разрушение ранее созданного льдогрунтового ограждения и прорыв через него воды.

В настоящее время применяются два способа искусственного замораживания грунтов.

Описанный выше *рассольный* способ. Количество замораживающих скважин  $n$  определяется по выражению:

$$n = \frac{\pi D_1}{a}, \quad (2.8)$$

где  $a$  — расстояние между скважинами (для ограждения котлована  $a = 1,0+1,25$  м, при создании сплошного льдогрунтового мас-

сива  $a = 1,2+2,0$  м);  $D_1$  — диаметр льдогрунтового кольца вокруг выработки, который измеряется по оси расположения замораживающих скважин.

При круглом сечении выработки диаметр окружности проектного расположения центров замораживающих скважин, м:

$$D_1 = D_{np} + 1,2E + 0,02H, \quad (2.9)$$

где  $D_{np}$  — диаметр выработки в проходке, м;  $H$  — длина замораживающих скважин, м.

*Безрассольный* способ основывается на получении холода за счет испарения сжиженных газов непосредственно в замораживающих скважинах. В качестве хладагента используют жидкий азот, пропан, фреон-12, фреон-22, аммиак. Преимущественное применение нашел жидкий азот, поэтому безрассольную схему еще называют схемой замораживания жидким азотом.

По сравнению с рассольным способом использование жидкого азота не требует специальных машин и установок, значительно ускоряет процесс заморозки (температура кипения жидкого азота  $-195,7$  °С), более безопасно с точки зрения взрыво- и пожаробезопасности. Такое крепление применяют в плавунах, при внезапных прорывах воды и при необходимости ускорения работ.

При замораживании грунтов с использованием безрассольной схемы колонки соединяют последовательно в одну систему (рис. 2.15). Жидкий азот подается во внутренние (питающие)

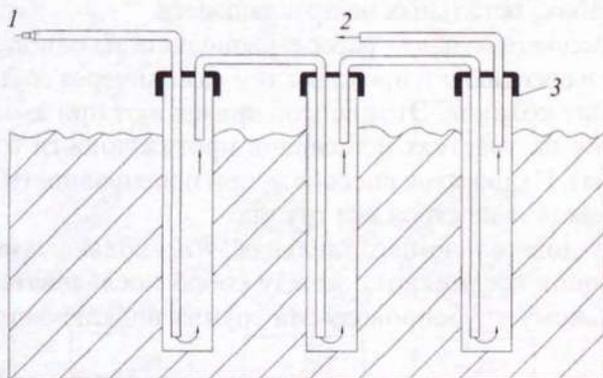


Рис. 2.15. Безрассольная схема соединения колонок: 1 — подводящая труба; 2 — труба для отвода испаряющегося азота в атмосферу; 3 — стальной оголовок колонны

трубы первой замораживающей колонки. В кольцевом пространстве колонки жидкий азот испаряется и в газообразном состоянии подается к устью колонки, откуда поступает в питающую трубу соседней колонки и т.д. Из последней колонки он удаляется в атмосферу при температуре  $-40 \dots -60^{\circ}\text{C}$ .

Систему трубопроводов, по которой циркулирует хладоноситель, называют *рассольной сетью*. Рассольная сеть состоит из подводящего прямого рассолопровода, распределителя, разводящего коллектора, замораживающих колонок, обратного рассолопровода. Магистральные рассолопроводы укладывают в две нитки. По одной из них рассол нагнетается насосом от испарителя к распределительному трубопроводу, а по второй нагретый раствор поступает для повторного охлаждения на замораживающую станцию. Нагнетательные линии рассолопроводов должны иметь уклон  $1-2\%$  в сторону конденсатора, а всасывающие линии —  $0,5\%$  в сторону испарителей.

Для нормального процесса замораживания необходимо обеспечить одинаковое поступление хладоносителя в каждую из колонок. Различают следующие схемы подключения колонок к рассолопроводу.

1. Параллельная, или тупиковая — пути, проходимые раствором через каждую из колонок, одинаковы, за счет чего достигается равномерное промораживание массива. Достоинство этой схемы состоит в том, что при выходе из строя одной или нескольких колонок работа остальных не прекращается.

2. Последовательная — рассол, вышедший из одной колонки, поступает в соседнюю и проходит тем самым через группу замораживающих колонок. Этот способ применяют при замораживании грунтов на участках небольшой протяженности и глубины (до  $10+20$  м). Недостаток способа — при неисправности одной из колонок выходит из строя вся группа.

3. Последовательно-параллельная — несколько замораживающих колонок соединяются между собой последовательно, а к магистральному трубопроводу эта группа подключается параллельно.

4. Смешанная — применяется при переменных глубинах замораживания. В этом случае число последовательно включаемых колонок определяют из следующего условия: сумма гидравлических сопротивлений группы последовательно вклю-

ченных мелких колонок не должна превышать гидравлического сопротивления одной глубокой колонки, включенной параллельно.

Замораживающие колонки могут включаться в сеть по следующим схемам:

- 1) параллельной (рис. 2.16, а) — все скважины работают одновременно и вокруг каждой колонки образуются цилиндры из замороженного грунта, которые постепенно смыкаются в замкнутый льдогрунтовый контур;
- 2) последовательной (рис. 2.16, б) — замораживание начинается в двух или нескольких диаметрально противоположных скважинах с одновременным снижением температуры в смежных скважинах. После того как температура в соседних скважинах понизится до нуля, они включаются в цикл замораживания, а в ранее замороженные скважины рассол нагнетают периодически, во избежание оттаивания грунта вокруг них.

Необходимое количество холода и требуемое время замораживания могут быть рассчитаны нижеследующим образом.

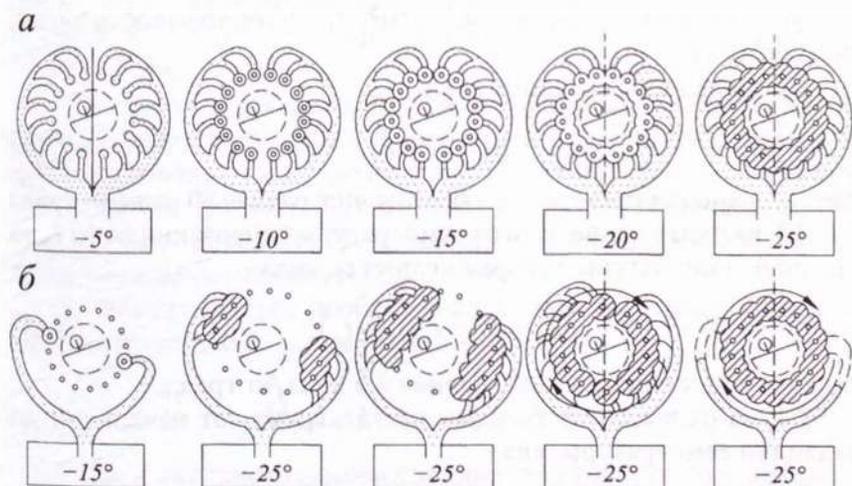


Рис. 2.16. Параллельный (а) и последовательный (б) способы замораживания

1. Определяются объемы грунта и подземной воды, подлежащие замораживанию:

1.1. общий объем замораживаемого грунта и подземных вод по слоям:

$$V_1 = Fh_1; \quad V_2 = Fh_2; \quad \dots; \quad V_n = Fh_n; \quad (2.10)$$

1.2. объем воды, заключенный в отдельных слоях грунта:

$$V_1' = V_1 m_1; \quad V_2' = V_2 m_2; \quad \dots; \quad V_n' = V_n m_n; \quad (2.11)$$

1.3. объем твердых частиц грунта:

$$W_1 = V_1 - V_1'; \quad W_2 = V_2 - V_2'; \quad \dots; \quad W_n = V_n - V_n', \quad (2.12)$$

где  $F$  — площадь сечения в плане льдогрунтовой стены,  $\text{м}^2$ ;  $h_i$  — мощность отдельных слоев,  $\text{м}$ ;  $m_i$  — удельное содержание воды в слоях, %,  $i = 1 + n$ .

2. Определяется необходимое количество холода:

2.1. на охлаждение воды от нормальной температуры  $t_1$  до температуры замерзания в данных условиях  $t_0$ , ккал:

$$q_1 = V' \gamma_1 c_1 (t_0 - t_1), \quad (2.13)$$

где  $\gamma_1$  — объемный вес воды,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;  $c_1$  — теплоемкость воды,  $\text{ккал}/\text{кг}\cdot\text{град}$ ;

2.2. на льдообразование, ккал:

$$q_2 = V' \gamma_1 c_2, \quad (2.14)$$

где  $c_2$  — скрытая теплота льдообразования, равная  $80 \text{ ккал}/\text{кг}\cdot\text{град}$ ;

2.3. на охлаждение льда от температуры замерзания воды  $t_0$  до средней температуры замораживания  $t_2$ , ккал:

$$q_3 = V' \gamma_1 c_3 (t_2 - t_0), \quad (2.15)$$

где  $c_3$  — теплоемкость льда, равная  $0,5 \text{ ккал}/\text{кг}\cdot\text{град}$ ;

2.4. на охлаждение твердых частиц грунта от начальной до заданной температуры, ккал:

$$q_4 = W \gamma_2 c_4 (t_2 - t_1), \quad (2.16)$$

где  $\gamma_2$  — удельный вес грунта,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;  $c_4$  — теплоемкость твердых частиц грунта, равная  $0,18 + 0,22 \text{ ккал}/\text{кг}\cdot\text{град}$ ;

2.5. общее количество холода, ккал:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 \cdot \quad (2.17)$$

3. Определяется холодопроизводительность замораживающей станции нетто (количество холода, передаваемого грунту от замораживающих колонок), ккал:

$$Q_{\text{нетто}} = Sk, \quad (2.18)$$

где  $S$  — суммарная площадь внешней поверхности замораживающих колонок,  $\text{м}^2$ ;  $k$  — коэффициент теплоотдачи от внешней поверхности замораживающей колонки к грунту, равный при температура хладоносителя  $-20 \div -25^\circ\text{C}$  —  $200 \div 250$  ккал/ $\text{м}^2 \cdot \text{ч}$ , при температуре хладоносителя  $-30 \div -35^\circ\text{C}$  —  $350 \div 400$  ккал/ $\text{м}^2 \cdot \text{ч}$ .

4. Определяются потери холода:

4.1. на охлаждение грунтов и подземных вод, примыкающих к льдогрунтовой стене, ккал:

$$Q_n = F'q', \quad (2.19)$$

где  $F'$  — общая поверхность льдогрунтовой стены с температурой  $0^\circ\text{C}$ ,  $\text{м}^2$ ;  $q'$  — теплоприток к этой поверхности, равный  $10$  ккал/ $\text{м}^2 \cdot \text{ч}$ ;

4.2. потери в рассольной сети и холодильной установке  $Q'$  рассчитываются по общим формулам теплотехники отдельно в рассолопроводах, распределителе, коллекторах, соединительных и отводящих трубках. Потери в холодильной установке могут приниматься равными  $1,5\%$  холодопроизводительности нетто замораживающей станции  $Q_{\text{нетто}}$ .

5. Рассчитывается необходимая холодопроизводительность замораживающей станции брутто, ккал:

$$Q_{\text{брутто}} = Q_{\text{нетто}} + Q_n + Q'. \quad (2.20)$$

6. Срок активного замораживания грунтов, сут. находят как:

$$T = \frac{Q}{24Q_{\text{нетто}}} \cdot \quad (2.21)$$

7. Потребное количество хладоносителя, циркулирующего в рассольной сети, м<sup>3</sup>/ч:

$$V = \frac{Q_{\text{брутто}}}{c\gamma(t_4 - t_3)}, \quad (2.22)$$

где  $c$  — теплоемкость рассола при заданной температуре и концентрации, ккал/кг·град (табл. 2.4);  $\gamma$  — удельный вес рассола, кг/м<sup>3</sup>;  $t_3$  — температура рассола, нагнетаемого в замораживающую сеть, °С;  $t_4$  — температура рассола, возвращающегося на станцию, °С; для предварительных расчетов принимается  $t_4 - t_3 = 2,5$  °С.

**Таблица 2.4. Характеристика растворов хлористого кальция**

Удельный вес при +15°С	Содержание соли		Температура замораживания, °С	Теплоемкость раствора, ккал/кг·град., при температуре, °С			
	в %	в г на 1 л воды		-30	-20	-10	0
				1,16	17,8	217	-14,2
1,17	18,9	233	-15,7	—	—	0,742	0,747
1,18	19,9	249	-17,4	—	—	0,731	0,737
1,19	20,9	265	-19,2	—	—	0,721	0,727
1,2	21,9	280	-21,2	—	0,705	0,711	0,717
1,21	22,8	296	-23,3	—	0,698	0,702	0,708
1,22	23,8	312	-25,7	—	0,688	0,694	0,7
1,23	24,7	329	-28,3	—	0,68	0,686	0,692
1,24	25,7	346	-31,2	0,667	0,673	0,679	0,685
1,25	26,6	362	-34,6	0,66	0,666	0,672	0,678
1,26	27,6	379	-38,6	0,653	0,659	0,665	0,671
1,27	28,4	397	-43,6	0,646	0,652	0,658	0,664
1,28	29,4	416	-50,1	0,64	0,646	0,652	0,638
1,286	29,2	477	-55	0,636	0,642	0,648	0,654
1,29	30,3	435	-50,6	0,633	0,639	0,645	0,651
1,3	31,2	454	-41,6	0,627	0,633	0,639	0,645

После монтажа рассольная сеть должна быть промыта водой и испытана на герметичность гидравлическим давлением, в 1,5 раза превышающим рабочее, но не менее чем 0,6 МПа. Сеть счи-

тается пригодной для эксплуатации, если в течение 15 минут давление опрессовки не изменяется и при осмотре сети не было обнаружено течи в трубах и соединениях.

Выемку грунта из открытого котлована при положительных температурах окружающего воздуха производят, защищая ледогрунтовые стенки по мере их вскрытия от воздействия атмосферных осадков и солнечных лучей.

При производстве строительного-монтажных работ в пределах ледогрунтового ограждения ведется постоянный контроль за его состоянием и корректировка работы замораживающей станции с целью сохранения размеров ограждения и его температуры.

Контроль за работой замораживающих колонок производят визуально и по температуре рассола на входе и на выходе из рассольной сети. Если на соединительных и отводящих шлангах и на головке колонки лежит свежий пушистый иней, значит колонка функционирует нормально. Если иней имеет желтоватый оттенок и легко отделяется при постукивании, значит температура в форшахте ниже температуры хладоносителя в колонках, т.е. колонка не работает.

Замораживание грунтового массива в зависимости от глубины и начальной температуры пород производят по одной из нижеследующих схем.

1. *Одноступенчатая.* Процесс замораживания производят сразу на всю глубину неустойчивых водоносных пород. Скважины бурятся сразу на всю глубину, а замораживающие колонки оборудуются питающей и отводящей трубами. В зависимости от направления движения хладоносителя различают его прямую и обратную циркуляцию. Направление циркуляции определяется расположением обводненных пластов по глубине. В тех случаях, когда на глубоких горизонтах встречаются более сложные гидрогеологические условия, применяют прямую циркуляцию хладоносителя. В этом случае раствор поступает по питающей трубе до дна замораживающей колонки и поднимается по межтрубному пространству к отводящему патрубку. Обратная схема применяется в тех случаях, когда существует необходимость в первую очередь заморозить верхние пласты обводненных пород. При этой схеме раствор по межтрубному пространству опускается до дна колонки и по питающей трубе поднимается к устью. Одноступенчатая схема применяется при залегании обводненных пород

мощностью до 120 м на небольшой глубине от поверхности и при их начальной температуре не выше 10 °С.

2. *Многоступенчатая.* Замораживание осуществляют последовательными по времени нисходящими ступенями. Скважины бурятся с поверхности земли на всю глубину неустойчивых пород. В замораживающих колонках на границах ступеней замораживания размещают питающие и отводящие трубы. Замораживание на каждой ступени достигается посредством более интенсивной циркуляции хладоносителя в ее границах. Границы ступеней соответствуют границам водоупора. Схема применяется при мощности обводненных пород свыше 100 м, если обводненные пласты разделены водоупорами, а также если начальная температура горных пород неравномерна по глубине и достигает 25 °С.

3. *Зональная.* По этой схеме процесс замораживание проводят только в пределах водоносных пород. Для этого с поверхности бурят скважины, в которых монтируются замораживающие колонки. Внутри колонок на границах водоносных пород устанавливают специальные диафрагмы, ограничивающие циркуляцию хладоносителя в колонке. При этом вышележащие породы замораживанию не подлежат.

4. *Прямоточная схема горизонтального замораживания* грунтов (рис. 2.17, а). По этой схеме колонки 3 задавливают из ствола 1 в ствол 6, две расположенные рядом колонки соединяются металлическими трубами или гибкими шлангами 4, образуя тем самым замораживающую ветвь (рис. 2.17, б). Хладоноситель подается по питающему трубопроводу 7 и по U-образной замораживающей колонке в отводящий трубопровод 8, откуда поступает в испаритель холодильной установки (рис. 2.17, в). Схема применяется при строительстве подземных сооружений ограниченной протяженности.

Контроль за процессом формирования льдогрунтового ограждения производят с помощью термо- и гидронаблюдательных скважин.

Термонаблюдательные скважины предназначены для измерений температуры грунта в процессе замораживания. Термонаблюдательные скважины бурят вместе с замораживающими и оборудуют замораживающими колонками без питающих и отводящих труб. Устье скважины термоизолируется. Скважина заполняется незамерзающей жидкостью, в которую погружаются тер-

модатчики, располагаемые на уровне кровли и подошвы каждого водоносного горизонта, а также в пределах самого водоносного горизонта.

Гидронаблюдательные скважины предназначены для контроля смыкания льдогрунтовых тел в замкнутое ограждение. Сущность этого способа контроля основывается на том, что до смыкания льдогрунтового ограждения вода в пределах водоносного

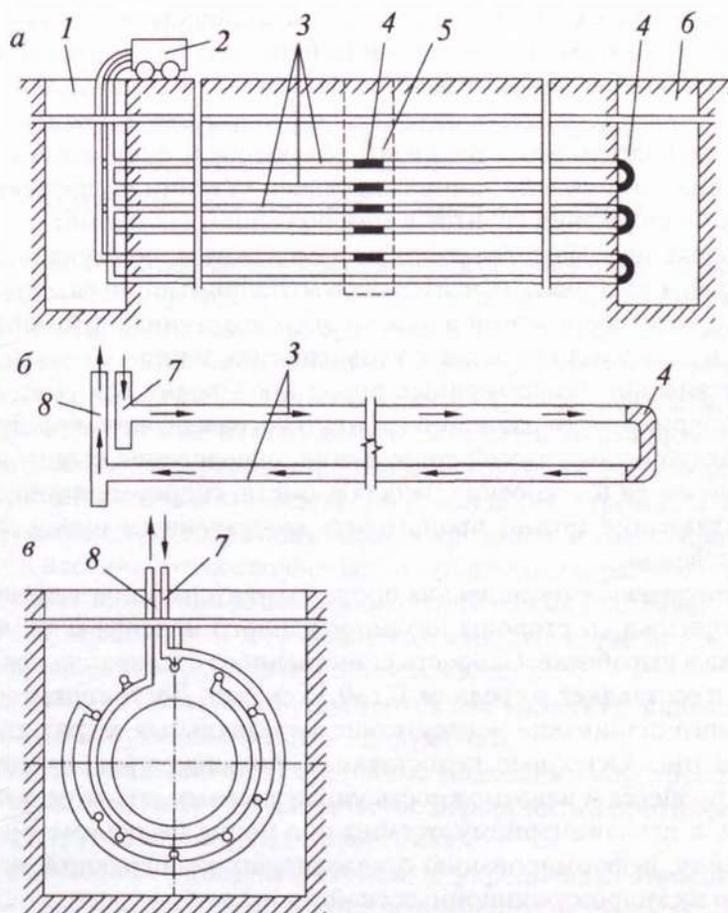


Рис. 2.17. Прямоточная схема замораживания: 1, 6 – стволы; 2 – холодильная установка; 3 – колонки; 4 – трубы; 5 – шурф; 7, 8 – питающий и отводящий трубопроводы

горизонта гидравлически связана с водой за пределами ограждения. После смыкания льдогрунтовых тел в замкнутое ограждение гидравлическая связь нарушается. Поскольку при промерзании водоносных пород объем льда увеличивается примерно на 9 %, вода, находящаяся в пределах ограждения, начинает вытесняться. Уровень воды, находящейся внутри замкнутого пространства, повышается, соответственно поднимается уровень воды в гидронаблюдательной скважине, свидетельствуя о сплошности льдогрунтового ограждения в наблюдаемом водоносном горизонте.

Гидронаблюдательные скважины бурят внутри замораживающего контура по одной скважине на каждый водоносный горизонт.

Производство работ начинают только после окончания замораживания и перевода замораживающей станции на пассивный режим поддержания грунтов в замороженном состоянии.

Проект производства работ по замораживанию грунтов должен предусматривать обязательные мероприятия по защите существующих сооружений и инженерных коммуникаций, попадающих в зону влияния льдогрунтового ограждения.

Оттаивание замороженных пород производят для обеспечения равномерности давления грунта на ограждающие конструкции заглубленных частей сооружения, определения ее водонепроницаемости и ускорения начала работ по гидроизоляции.

Оттаивание можно производить естественным путем либо искусственно.

*Естественное оттаивание* происходит только под влиянием теплопритока со стороны незамороженного массива и теплого воздуха в выработке. Скорость естественного оттаивания крайне низка и составляет, в среднем,  $0,1 \pm 0,15$  см/сут. Достоинство естественного оттаивания — отсутствие материальных затрат на его проведение. Основные недостатки — большая продолжительность процесса и невозможность управления им, что может приводить к неравномерному оттаиванию пород по периметру сооружения, деформированию ограждающих конструкций, нарушению их гидроизоляционных свойств и т.д.

*Искусственное оттаивание* производят путем циркуляции в колонках хладоносителя, подогретого до  $50 - 70$  °С; заполнения подземной части объекта водой с последующим подогревом ее паром; подогревом воздуха, подаваемого в выработку. Возможно

использование комбинированного метода: интенсивное проветривание подогретым влажным воздухом в сочетании с одновременной прокачкой через замораживающие колонки подогретого хладоносителя.

После выполнения всех строительно-монтажных работ и оттаивания льдогрунтового ограждения производят демонтаж холодильного оборудования и извлечение замораживающих колонок. Скважины в процессе извлечения из них замораживающих колонок тампонируются.

## **2.3. Методы закрепления грунтов инъекцией**

### **2.3.1. Классификация способов закрепления грунта**

Сущность способа закрепления грунта инъекцией заключается в пропитке пор грунта или заполнении трещин и пустот в массиве горных пород раствором, который, затвердевая со временем, повышает механические свойства грунта (породы) и снижает его водопроницаемость. Для этого в грунте бурятся скважины, через которые в массив нагнетают химический или цементационно-тампонажный раствор, распространяющийся на определенное расстояние от скважины и заполняющий собой поры и трещины. После затвердевания раствора повышаются прочность и водонепроницаемость массива, что позволяет вести строительные работы в достаточно благоприятных инженерно-геологических условиях.

В промышленном и гражданском строительстве инъекционное закрепление грунтов применяется для:

- усиления оснований фундаментов как вновь строящихся, так и существующих зданий и сооружений;
- устройства защитных стен и иных подземных конструкций из закрепленных грунтов в качестве мероприятий против подвижек грунта при горных выработках;
- устройства подпорных стенок и укрепления откосов при вскрытии строительных котлованов и других открытых выработках;
- повышения несущей способности свай и других опор.

Выбор раствора для инъекционного упрочнения основывается на характеристиках проницаемости грунтового массива.

Для скальных и полускальных трещиноватых горных пород этими характеристиками являются ширина раскрытия трещин и удельное водопоглощение; для несцементированных крупнообломочных грунтов, песков и супесей — это коэффициент фильтрации, минералогический состав грунта, химический состав грунтовых вод и степень дисперсности инъекционного раствора. Область применения инъекционных растворов приводится в *табл. 2.1*.

К материалам, применяемым для тампонажа горных пород и грунтов, предъявляют следующие требования:

1. устойчивость к агрессивному воздействию подземных вод;
2. водонепроницаемость после затвердевания;
3. сроки схватывания, соответствующие режиму и условиям тампонирования;
4. плотное заполнение всех пустот и трещин;
5. надежное противостояние выдавливанию под действием гидростатического давления подземных вод;
6. возможность легкого перекачивания тампонажного раствора насосом;
7. высокая подвижность, способность проникать в мелкие поры и трещины;
8. при необходимости тампонажный камень должен легко разбуриваться.

Существует несколько методов закрепления грунтов инъекцией.

**Цементация.** Первый в строительстве способ инъекционного закрепления грунтов был предложен в 1802 г. французским инженером Бериньи, а уже в 1864 г. этот способ был применен при сооружении шахты, после чего, благодаря совершенствованию технологии производства работ и применяемого оборудования, получил чрезвычайно широкое распространение в строительстве.

Этот способ используется для закрепления грунтов и горных пород путем заполнения через скважины пор, трещин и других пустот в грунтовом массиве цементным, цементно-песчаным или цементно-глинистым раствором под давлением. Со временем раствор затвердевает и образуется грунто-цементный или грунто-цементно-глинистый камень, в результате чего образуется уплотненный массив с более высокими прочностными и противодиффузионными характеристиками по сравнению с незакрепленным.

Цементация используется не только для улучшения прочностных, деформационных и противofильтрационных характеристик грунтового массива, но и для заполнения крупных пустот под подошвой фундаментов, искусственных подземных выработок и полостей, образовавшихся после разложения органических образований, а также для вспомогательной цементации грунтов основания под фундаментами при силикатизации и смолизации для снижения расхода более дорогих химических растворов на заполнение крупных пустот (см. рис. 1.38).

Применение цементных и цементно-песчаных растворов не обеспечивает полной водонепроницаемости грунтового массива, что объясняется следующим: частицы цемента имеют размер порядка 50 мкм, что позволяет им проникать в поры и трещины размером не менее 0,2 мм. Более мелкие поры и трещины остаются не зацементированными. Кроме того, водные растворы цемента не дают 100 %-ого выхода цементного камня, что также влечет за собой остаточную фильтрацию. Прочность тампонажного камня на одноосное сжатие по истечении 28 суток при применении цементных и цементно-песчаных растворов равна 1+2 МПа. Состав цементных и цементно-песчаных растворов для различных грунтовых условий приводится в табл. 2.5.

**Таблица 2.5. Цементно-песчаные растворы**

Удельное водопоглощение скважины, л/мин	Весовое соотношение в растворе		
	цемента	песка	воды
Менее 0,1	1	—	8
0,1—0,5	1	—	6
0,5—1	1	—	4
1—3	1	0,5	3
3—5	1	1	2
5—10	1	2	1,5
Более 10	1	3	2

Добавка в цементный раствор глины повышает стабильность раствора: такие растворы не расслаиваются, хорошо прокачиваются насосами и, заполняя не крупные поры, трещины и пустоты в грунте, дают 100%-ный выход цементного камня, обеспечивая хороший контакт с породой и бетоном. Прочность тампонажного

камня при применении цементно-глинистых растворов составляет (в зависимости от соотношения компонентов: цемент—глина—вода) 0,5+10 МПа.

Другой способ улучшения характеристик цементационных растворов, сочетающийся с существенным снижением расхода цемента, заключается в применении вспененных растворов на основе цементного вяжущего. Для получения вспененного раствора используются воздухововлекающие добавки поверхностно-активного вещества (ПАВ), что создает устойчивый пенистый раствор. Так, введение ПАВ в количестве 1 % массы цемента увеличивает вспенивание в два раза. Вспененные растворы обладают структурной прочностью, хорошо прокачиваются, устойчивы в статическом и динамическом состоянии и не разрушаются при их введении в воду. Прочность вспененного камня изменяется от 0,5 до 4,5 МПа; в зависимости от плотности исходного раствора водопроницаемость составляет 0,06+0,08 м/сут.

На предварительных стадиях проектирования радиус закрепления грунта принимается равным:

- в трещиноватых скальных породах 1,2+2 м;
- в галечниковых грунтах 0,75+1 м;
- в крупных песках 0,7+0,75 м;
- в песках средней крупности 0,3+0,5 м.

Нагнетание раствора в грунт продолжается до появления «отказа» в поглощении раствора, под которым обычно понимается снижение расхода инъецируемого раствора до 5+10 л/мин при избыточном давлении раствора у устья скважины 0,1+0,5 МПа.

Расход раствора  $Q$ , м<sup>3</sup>, рассчитывается по формуле:

$$Q = V_{зп} n \alpha, \quad (2.23)$$

где  $V_{зп}$  — объем грунта, м<sup>3</sup>;  $n$  — его пористость в долях единицы;  $\alpha$  — коэффициент заполнения пор.

В среднем на закрепление 1 м<sup>3</sup> грунта необходимо 0,15+0,4 м<sup>3</sup> раствора.

Для приготовления цементационных растворов чаще всего используют портландцемент марки 400 и выше.

**Глинизация.** Этот способ был разработан в СССР в 1931 г. и впервые применялся при проходке шахт на Урале. Сущность способа заключается в заполнении глинистым раствором трещин и карстовых пустот в сухих породах, способных после нагнетания

раствора впитывать из него воду, поэтому после заполнения пустот раствор в течение нескольких суток должен находиться под гидравлическим давлением. В результате повышения давления до 2 МПа вода отжимается из глинистого раствора, а обезвоженное глинистое тесто плотно заполняет пустоты и придает породе водонепроницаемость.

Для глинизации применяются глинистая суспензия, глиноликатные и цементно-глинистые растворы. Применение глинистых растворов на основе бентонитовых глин позволяет повысить противотриационные свойства массива по сравнению с обычными глинистыми растворами. Бентонит, увеличиваясь в объеме, уплотняется в трещинах и порах, имеющих ограниченный объем. Это обеспечивает высокую водонепроницаемость обработанного массива.

Способ применяется при наличии карстовых пустот в основании фундаментов или пустот за обделкой подземных сооружений, т.е. в тех случаях, когда требуется большой расход цемента.

К достоинствам способа можно отнести его низкую стоимость и способность глины противостоять агрессивному действию подземных вод, а к недостаткам — большой расход тампонажных материалов и малую сопротивляемость тампонажного камня внешним нагрузкам.

**Битумизация.** Способ применяется в трещиноватых горных породах с высокими скоростями фильтрации грунтовых вод, исключающими применение цементации или глинизации.

Существуют два метода битумизации: горячий и холодный.

Сущность способа горячей битумизации состоит в том, что через предварительно пробуренные скважины в массив нагнетается расплавленный битум, который, остывая в трещинах, придает породе водонепроницаемость. Поскольку битум не смешивается с водой и при соприкосновении с ней образует плохо проводящую тепло пленку, то при нагнетании он заполняет большие пустоты и каверны даже при высоких скоростях фильтрации грунтовых вод. Распространению битума в массиве способствует его низкая теплопроводность и, следовательно, чрезвычайно медленное остывание в крупных трещинах и пустотах. Расстояние между скважинами при ширине трещин и пустот менее 1,5 м составляет 0,8 м; от 1,6 до 5 мм — 1,5 м; от 6 до 10 мм — 1,5–2 м; от 11 до 20 мм — 2–3 м; более 20 мм — 3–4 м.

Количество битума, м<sup>3</sup>, необходимое для заполнения определенного объема породы, рассчитывается по формуле:

$$X = \frac{avk}{100}, \quad (2.24)$$

где  $a$  — объем породы, м<sup>3</sup>;  $v$  — объем пустот, %;  $k$  — коэффициент потерь, равный 1,3—1,5.

Расход битума, м<sup>3</sup>, на 1 м скважины:

$$Q = \frac{\pi R^2 v}{100}, \quad (2.25)$$

$R$  — радиус действия одной скважины, м, равный 0,58 расстояния между скважинами.

Горячая битумизация имеет и ряд существенных недостатков: с течением времени под действием напора грунтовых вод происходит выдавливание битума из трещин с шириной раскрытия от 5÷6 см и выше. Другой недостаток заключается в том, что из-за его значительной вязкости расплавленный битум не может полностью заполнить трещины с шириной раскрытия менее 1 мм. Обычно радиус горячей битумизации колеблется в пределах от 0,75 до 1,5 м, и водопроницаемость этим способом полностью не ликвидируется. Кроме того, при остывании происходит температурная усадка битума, достигающая 12 %, что также снижает водонепроницаемость массива.

Вследствие указанных недостатков метод горячей битумизации применяется крайне редко.

Для придания водонепроницаемости песчаным грунтам используется метод холодной битумизации, заключающийся в нагнетании в грунт битумной эмульсии. Этот способ не изменяет прочностных и деформационных свойств песчаных грунтов, а лишь повышает их водонепроницаемость.

Способ холодной битумизации применяется достаточно редко, так как технология приготовления битумной эмульсии значительно сложнее технологии приготовления растворов при силикатизации или смолизации песчаных грунтов.

**Силикатизация.** Способ двухрастворной силикатизации был разработан и применен Б.А. Ржаницыным на строительстве первой очереди Московского метрополитена. При проходке тоннелей требовалось укрепление оснований фундаментов зданий и

сооружений по трассе метрополитена. Цементацию песчаных грунтов в данном случае применить было невозможно, так как нагнетаемый цементный раствор не пропитывал грунт, а создавал в нем разрывы. Поэтому был предложен способ двухрастворной силикатизации, сущность которого состояла в том, что через забитую в песчаный грунт перфорированную трубу-инъектор поочередно нагнетались химические растворы силиката натрия и хлористого кальция. В результате химической реакции между ними в порах грунта образовывался гидрогель кремниевой кислоты и грунт быстро и прочно закреплялся и становился водонепроницаемым. Прочность песчаного грунта, закрепленного двухрастворной силикатизацией, составляет 1+10 МПа и не снижается под воздействием агрессивных подземных вод.

Двухрастворная силикатизация применяется для закрепления крупного и средней крупности песка с коэффициентом фильтрации не менее 5 м/сут.

Для закрепления мелких песков и супесей применяется однорастворная силикатизация, отличающаяся от двухрастворной тем, что используется слабоконцентрированный маловязкий силикатный раствор. Его отверждение в строго заданное время производится добавкой химических реагентов (отвердителей).

Для закрепления лессовых грунтов, отличающихся высокой химической активностью, применяется силикатный раствор без отвердителя.

Однорастворная силикатизация лессовых грунтов применяется для закрепления просадочных грунтов, обладающих водопроницаемостью более 0,2 м/сут и степенью влажности не более 0,7. В более влажных лессовых грунтах применяется **газовая силикатизация**, сущность которой заключается в том, что в грунт, подлежащий закреплению, через специальные скважины и инъекторы последовательно нагнетают углекислый газ, раствор силиката натрия и вторично углекислый газ. После такой обработки грунты приобретают прочность, водоустойчивость и водонепроницаемость.

**Смолизация.** Этот метод разработан в НИИОСП им. Н.М. Герсаванова и заключается во введении в грунт гелеобразующего раствора высокомолекулярных смол (карбамидной, фенолформальдегидной) вместе с отвердителем (соляная и щавелевая кислоты, хлорное железо). В результате происходящих химических

реакций смола переходит из жидкого состояния в твердое, горные породы упрочняются, снижается их водопроницаемость, увеличивается прочность.

Смолы, которые используются для закрепления песчаных грунтов, должны обладать невысокой вязкостью и полимеризоваться в порах грунта при температуре  $4+10$  °С. К ним относятся: мочевиноформальдегидные (карбамидные), фенольные, фурановые, акриловые и эпоксидные. Чаще всего в строительстве используется мочевиноформальдегидная (карбамидная) смола с различными отвердителями. Эта смола легко растворяется в воде, имеет малую вязкость и отверждается при невысокой температуре.

**Электрохимическое закрепление грунтов.** Все способы закрепления грунтов инъекцией, описанные ранее, имеют один общий недостаток: они могут быть применены только в грунтах с коэффициентом фильтрации более 0,2 м/сут, что не позволяет применять их в суглинистых и илистых грунтах, залегающих ниже уровня грунтовых вод. Для закрепления таких грунтов используются методы электрохимического закрепления, которое основано на сочетании воздействия постоянного электрического тока на грунты и вводимых в него химических добавок. Электрический ток ускоряет и облегчает проникновение химических растворов в грунт.

Вид электрохимического закрепления зависит от типа вводимых добавок. Так, *электросиликатизация* грунтов основана на сочетании обработки грунта постоянным электрическим током и инъектировании растворов жидкого стекла и хлористого кальция. При электролитической обработке в инжекторы-аноды (положительный полюс) последовательно подают растворы хлорида кальция и серно-кислого алюминия, а через инжекторы-катоды (отрицательный полюс) откачивают поступившую в них воду. В этом случае в грунте происходят следующие процессы:

- электроосмос, при котором грунт обезвоживается и уплотняется;
- реакции обмена, при которых поглощенные натрий и кальций замещаются водородом и алюминием;
- структурообразование, являющееся результатом образования алюмогеля.

Электрохимические процессы ведут к изменению химико-минералогического и гранулометрического составов грунта и его упрочнению.

Электроосмотическое уплотнение производится без введения в грунт химических добавок. В электрическом поле связанная вода переходит в свободное состояние и от стержней-анодов движется к иглофильтрам-катодам, откуда и откачивается. В результате происходят обезвоживание и уплотнение грунта.

Способ электрохимического закрепления используется для повышения несущей способности и снижения деформируемости водонасыщенных глинистых, пылеватых и илистых грунтов с коэффициентом фильтрации от  $10^{-2}$  до  $10^{-8}$  м/сут.

**Термическое закрепление грунтов** основано на нагнетании в грунтовый массив теплового потока, который, проникая в поры, обжигает грунт, увеличивает его прочность и ликвидирует пучинистые и просадочные свойства. Сжигание топлива в скважинах ведется при температуре 600+650 °С. С помощью термического закрепления можно немедленно прекратить процесс осадок, в том числе аварийных, вызванных увлажнением грунта под нагрузкой. Обжиг грунта производится через специальные нагревательные скважины.

### **2.3.2. Физико-химические процессы, лежащие в основе закрепления грунтов инъекцией**

С химической точки зрения в основе инъекционного химического закрепления грунтов лежит явление конденсации неорганических и органических полимеров (крепителей) при их взаимодействии с коагулянтами (отвердителями), заключающееся в отверждении полимеров в порах и трещинах грунта, что и обеспечивает положительные изменения физико-механических свойств закрепляемых грунтов и горных пород. Участвующие в процессе закрепления грунтов химические вещества и газы называются закрепляющими реагентами. Смесь растворов крепителей и отвердителей рабочих концентраций при однородном химическом закреплении называется гелеобразующей смесью.

#### **Закрепление песчаных грунтов**

**Способ двухрастворной силикатизации.** При закреплении грунтов двухрастворным способом силикатизации в грунт через систему забитых металлических инъекторов поочередно нагнета-

ют два химических раствора. В результате химической реакции, проходящей между этими растворами, в порах грунта выделяется гидрогель кремниевой кислоты и грунт быстро и прочно закрепляется.

В качестве первого раствора обычно используется раствор силиката натрия, а в качестве второго — хлористый кальций. В результате химической реакции, возникающей при соприкосновении раствора силиката натрия с раствором хлористого кальция, на поверхности раздела этих жидкостей образуется пленка кремниевой кислоты. Примерно через 1 час после начала реакции в толще раствора, кроме увеличивающихся в размерах и количестве кристаллов, образовавшихся сразу после начала реакции, возникают комочки гидрата окиси кальция. Через 3 часа количество выпавшего гидрата кальция значительно увеличивается, и появляются кристаллы хлористого натрия. Раствор начинает кристаллизоваться. Затем, в течение многих месяцев, гидрат окиси кальция, заключенный в пленку кремниевой кислоты, и кремниевая кислота вступают между собой в химическое соединение и постепенно образуют силикат кальция. В результате прочность химически закрепленного грунта, подобно прочности цементного раствора, со временем возрастает.

При двухрастворной силикатизации первым в грунт нагнетается раствор силиката натрия, вытесняющий из грунта воду и заполняющий собой все поры, в результате чего грунтовый массив оказывается пропитан раствором силиката натрия. Концентрация этого раствора в грунте несколько отличается от концентрации исходного раствора, так как между ним и поверхностью частиц в момент нагнетания остается тонкая пленка воды, снижающая концентрацию раствора. Затем в ту же скважину нагнетается хлористый кальций, частично вытесняющий из пор грунта раствор силиката натрия, образуя пленку вокруг каждой частицы. Благодаря вышеописанной химической реакции, происходящей на границе раздела нагнетаемых растворов, образуется студенистый гель кремниевой кислоты. После окончания этого процесса грунт приобретает прочность, связность и водонепроницаемость.

Основным показателем качества закрепленного грунта является предел прочности на сжатие, зависящий от гранулометрического состава и коэффициента фильтрации закрепляемого грунта

и характеристик исходных растворов (плотности, вязкости, модуля).

Влияние гранулометрического состава грунта связано с площадью суммарной поверхности частиц и количеством цементирующего вещества. В результате поочередной инъекции растворов силиката натрия и хлористого кальция каждая из частиц грунта покрывается тонким слоем цементирующего вещества. Площадь суммарной поверхности частиц грунта в единице объема зависит от крупности частиц — чем мельче грунт, тем больше площадь суммарной поверхности (табл. 2.6 [53]). Поскольку в массе грунта частицы соприкасаются между собой только в отдельных точках, в которых и происходит их скрепление цементирующей пленкой, то у крупнозернистого грунта точек контакта будет в несколько раз меньше, чем у мелкозернистого. Таким образом его сопротивление разрушающему усилию по любой плоскости будет значительно меньше.

**Таблица 2.6. Площадь суммарной поверхности и прочность закрепленного песчаного грунта в зависимости от крупности частиц**

Крупность частиц, мм	Средний диаметр, мм	Пористость, %	Площадь суммарной поверхности, см <sup>2</sup> /см <sup>3</sup>	Толщина пленки, мкм	Предел прочности на сжатие
2—1	1,5	32,3	26,8	15,0	2,7
1—0,5	0,75	33,5	53,2	7,4	4,8
0,5—0,25	0,37	34,0	112,66	3,6	5,0

Для определения прочности закрепления можно воспользоваться следующей формулой:

$$R_{сж} = 0,015 \cdot S \cdot M \cdot \sqrt[3]{\theta}, \quad (2.26)$$

где  $R_{сж}$  — предел прочности закрепленного грунта на сжатие, МПа;  $S$  — содержание  $\text{SiO}_2$  в силикате натрия, изменяющееся в пределах от 27 до 31 %;  $M$  — модуль силиката натрия, изменяется в пределах от 2,0 до 4,0, наиболее часто используются растворы с модулем 2,6+3,0;  $\theta$  — площадь суммарной поверхности частиц, см<sup>2</sup>, на 1 см<sup>3</sup> грунта, которая вычисляется на основе данных гранулометрического состава (для приближенных расчетов можно

воспользоваться данными *табл. 2.6*). Ориентировочные значения прочности закрепляемых песков приведены в *табл. 2.7*.

**Таблица 2.7. Прочность закрепленных песчаных грунтов (через 15 дней)**

Наименование песчаного грунта	Коэффициент фильтрации, м/сут	Предел прочности на сжатие, кг/см <sup>2</sup>
Мелкозернистый	2–10	30
Средней крупности	10–20	20
Крупнозернистый	20–50	10

Другой фактор, определяющий прочность закрепляемого грунта, — плотность исходного раствора силиката натрия. Самая высокая прочность достигается при использовании растворов с плотностью 1,40÷1,45 г/см<sup>3</sup>. Использование растворов с более высокой плотностью из-за их более высокой вязкости приводит к их неравномерному проникновению в грунт и, как следствие, к меньшей прочности закрепления. Использование растворов с меньшей плотностью также приводит к снижению прочности. Пределы концентрации жидкого стекла для различных типов песчаных грунтов приводятся в *табл. 2.8*.

**Таблица 2.8. Пределы концентрации жидкого стекла для различных типов песчаных грунтов**

Наименование песчаного грунта	Коэффициент фильтрации, м/сут	Удельный вес жидкого стекла, кг/м <sup>3</sup>
Мелкозернистый	2–10	1,33–1,38
Средней крупности	10–20	1,38–1,41
Крупнозернистый	20–50	1,41–1,43

Аналогичным образом на прочность закрепляемого грунта влияет модуль раствора силиката натрия. Повышение прочности с ростом модуля продолжается до величин 2,75÷3,1, затем, при повышении модуля, из-за увеличения вязкости раствора прочность снижается.

Важное практическое значение имеет устойчивость химического закрепления в агрессивных средах. При двухраствор-

ной силикатизации песок устойчив в воздушно-влажной, водной и солевых средах, где он сохраняет свою первоначальную прочность. Устойчивость силикатизированного песка резко снижается в концентрированных растворах щелочей и кислот вследствие растворения и вымывания в щелочной среде цементирующего геля кремниевой кислоты, который в аморфной форме переходит в водорастворимую форму, и растворения гидрата окиси кальция, являющегося вторым вяжущим компонентом наряду с гелем кремниевой кислоты, в кислой среде. Срок возможной сохранности силикатизированного песка в условиях высокой концентрации кислых и щелочных вод составляет 5+10 лет.

Способ двухрастворной силикатизации применяется в тех случаях, когда требуется прочное закрепление песчаных грунтов с коэффициентом фильтрации от 2 до 80 м/сут.

**Способ однорастворной силикатизации** применяется в тех случаях, когда необходимо устройство водонепроницаемой завесы небольшой прочности в песках с коэффициентом фильтрации менее 2 м/сут. Существует несколько рецептов однорастворного способа силикатизации, основанных на создании гелеобразующих растворов с малой вязкостью, которая должна сохраняться в течение всего времени нагнетания раствора в грунт. Продолжительность нагнетания зависит от проницаемости грунта в зоне распространения раствора, поэтому растворы должны обладать регулируемым временем гелеобразования. За время гелеобразования принимается период между моментом окончания введения отвердителя в основной раствор и моментом перехода смеси из жидкого состояния в желеобразное. Кроме этого закрепляющие растворы должны придавать грунту связность и некоторую прочность. Этим требованиям удовлетворяют силиказоли — однородные растворы, которые получают в результате смешения раствора силиката натрия (основного раствора) и коагулянта (раствора-отвердителя). На время гелеобразования влияют концентрация растворов силиката натрия и отвердителя, их температура и количество отвердителя. Силиказоли, инъецированные в грунт, заполняют его поры и через заданное время образуют гель кремниевой кислоты, цементирующей грунт. Грунт, закрепленный такими растворами, практически водонепроницаем, достаточно прочен и долговечен в агрессивных средах.

В настоящее время наиболее часто используются три рецептуры однорастворной силикатизации, применяемые для закрепления мелких песков с коэффициентом фильтрации от 0,5 до 2,0 м/сут.

*Силикатно-кремнефтористоводородная рецептура.* В качестве отвердителя силикатного раствора в этой рецептуре используется кремнефтористоводородная кислота. Специфической особенностью этой кислоты является ее способность растворять металлы, особенно чугун, поэтому при ее использовании рекомендуется использовать емкости из нержавеющей стали или емкости со специальным покрытием.

Основными преимуществами этой рецептуры являются; большой выход геля кремниевой кислоты, что способствует полимеризации силикатных растворов и упрочняет гель, а также то, что количество кремнефтористоводородной кислоты в 8+10 раз меньше количества раствора силиката натрия, что дает существенную экономическую выгоду.

Данная рецептура предназначена для прочного закрепления грунтов и позволяет закреплять грунты с широким диапазоном прочности: от 0,15 до 4,0 МПа.

Для прочного закрепления используются растворы повышенной плотности: 1,3 г/см<sup>3</sup> для силиката натрия и 1,13 — для кислоты. В течение первых 24 часов прочность грунта достигает 1,5 МПа, а через 28 суток — 4,0 МПа. Использование рецептуры с растворами пониженной плотности (1,04 г/см<sup>3</sup> для силиката натрия и 1,037 для кислоты) дает прочность порядка 0,25 МПа и позволяет уплотнять грунты.

Как и при всех остальных способах химического закрепления, на прочность грунта влияют его гранулометрический состав и коэффициент фильтрации.

*Алюмосиликатная рецептура* была разработана в 1961—1965 гг. и базируется на коагуляции раствора силиката натрия раствором алюмината натрия. Эта рецептура используется для инъецирования песков с малой проницаемостью вследствие малой вязкости алюмосиликатного золя, близкого к вязкости воды, что позволяет придать грунту монолитность и водонепроницаемость. Прочность песков, закрепленных этим методом, не превышает 0,15+0,2 МПа.

*Глиносиликатные рецептуры:*

1. Глиноалюмосиликатная рецептура, разработанная на основе алюмосиликатного раствора с введением в него глинистого

раствора, полученного из бентонитовой или местной глины. По своей природе глиноалюмосиликатный золь представляет собой коллоидный раствор — вязко-пластичную систему, для придания движения которой необходимо приложить некоторую силу. Причина подобного поведения этих растворов заключается в том, что содержащиеся в них дисперсные частицы образуют структуру, обладающую механической прочностью.

2. Глиносилкатная рецептура с малыми добавками силиката натрия основана на введении небольшого количества силиката натрия в глинистый раствор. При использовании этой рецептуры к раствору бентонитовой глины добавляется 0,5+1 % массы сухой глины силиката натрия. Эта добавка в начальный момент времени играет роль пластификатора, увеличивая величину расплыва раствора, а через 1 сутки после введения раствора в грунт обеспечивает образование геля, способного тампонировать грунт и придавать ему водонепроницаемость. Использование глиносилкатной рецептуры позволяет снизить коэффициент фильтрации грунта более чем в 500 раз, причем с течением времени коэффициент фильтрации остается постоянным, и грунт не подвергается суффозионным процессам.

Глиносилкатные растворы характеризуются следующими свойствами:

- 1) высокой дисперсностью и малой вязкостью, обеспечивающими их проникание в песчаные грунты;
- 2) замедленным гелеобразованием, обеспечивающим нагнетание заданного объема раствора;
- 3) стабильностью, т.е. отсутствием расслаивания.

Грунты, закрепленные глиносилкатными растворами, обладают небольшой прочностью порядка 0,15+0,2 МПа, способной противостоять разрушающему действию грунтовых вод, и снижают коэффициент фильтрации грунта до 1 м/сут.

Пески, закрепленные алюмосиликатными и глиносилкатными растворами, устойчивы в агрессивных средах. В частности, в кислых средах прочность закрепленного грунта не изменяется, а в щелочных средах она понижается только при  $pH > 10$ , т.е. в условиях, которые в городском подземном строительстве практически не встречаются.

**Газовая силикатизация.** Сущность способа заключается в последовательном нагнетании в грунт через инъекторы или специ-

ально оборудованные скважины раствора силиката натрия и углекислого газа, в результате чего грунт приобретает прочность и водостойчивость. Способ применяется для закрепления водонасыщенных песков и супесей с коэффициентом фильтрации от 0,1 до 20 м/сут. При этом происходит увеличение объема закрепленного массива по сравнению с однорастворной силикатизацией на 25÷75 %. На закрепление 1 м<sup>3</sup> расходуются 4 кг углекислого газа.

Эффективность закрепления грунта повышается в результате его активации путем предварительной обработки углекислым газом. Активация грунта вызывает подкисление грунтовой воды с замещением воздуха и поровой воды на углекислый газ с образованием трехфазной системы.

Окончательное отверждение раствора силиката натрия происходит при вторичном нагнетании углекислого газа, что приводит к образованию более прочного геля кремниевой кислоты и более прочному закреплению. Еще одним фактором, улучшающим качество закрепления, является самовакуумирование грунта, возникающее при взаимодействии предварительно закаченного газа с силикатом натрия. Вытеснение части раствора к периферии с одновременным его отверждением увеличивает радиус закрепления.

При применении этого способа прочность закрепленного грунта составляет от 1,4 до 4 МПа.

**Однорастворная смолизация.** Сущность способа заключается во введении в грунт высокомолекулярных органических соединений типа карбамидных, фенолформальдегидных и других синтетических смол в смеси с отвердителями. Через определенный промежуток времени в результате химической реакции смолы с отвердителем начинается процесс полимеризации смолы, протекающий в три этапа:

1. раствор теряет первоначальную вязкость — густеет;
2. раствор переходит в желатинообразное состояние;
3. раствор превращается в твердое вещество.

Образовавшееся в порах грунта твердое вещество придает грунту высокую прочность и водонепроницаемость.

Смолы, используемые для химического закрепления грунтов в строительстве, обладают следующими основными свойствами:

1. высокая адгезионная способность (достаточно высокое сцепление с грунтом в присутствии воды);

2. высокая когезионная способность (высокая степень внутреннего молекулярного сцепления);
3. способность достаточно быстро полимеризоваться при нормальной и пониженной температуре и повышенной влажности;
4. устойчивость к воздействию микроорганизмов.

В настоящее время для закрепления грунтов наиболее часто используются растворы карбамидной смолы, придающие грунту высокую прочность, зависящую от концентрации смолы, времени гелеобразования, гранулометрического состава грунта и его коэффициента фильтрации. Наличие в песках глинистых частиц и карбонатов снижает качество закрепления, так как некоторая доля этих частиц поглощает соляную кислоту из гелеобразующего раствора, в результате чего происходит повышение рН раствора и увеличивается время гелеобразования. Поэтому при наличии в песчаном грунте карбонатов и глинистых частиц производится его предварительная обработка раствором соляной или щавелевой кислот. Основной недостаток этого способа — выделение в окружающую среду в процессе твердения смолы свободного формальдегида, в определенных концентрациях являющегося токсичным.

Предел прочности на сжатие песчаного грунта, закрепленного этим способом, изменяется от 1,0 до 5,0 МПа. Прочность закрепления, в основном, зависит от плотности раствора смолы и гранулометрического состава грунта.

Наибольшую прочность получают при использовании смолы с плотностью 1,17 г/см<sup>3</sup> и соляной кислоты с плотностью 1,023 г/см<sup>3</sup>. В этом случае грунт, кроме высокой прочности, приобретает весьма малый коэффициент фильтрации — порядка  $3 \cdot 10^{-3}$  см/с.

Агрессивными по отношению к грунту, закрепленному смолизацией, являются кислые растворы с рН < 3 и щелочные растворы с рН > 13. Учитывая, что рН грунтовых вод в природных условиях изменяется в пределах 6-8, обычно принимается, что грунт, закрепленный смолизацией, считается устойчивым к агрессивным средам.

**Уплотнение грунтов методом холодной битумизации.** Сущность способа заключается в том, что в грунт через инъекторы нагнетается битумная эмульсия, представляющая собой чрез-

вычайно мелкую дисперсию битума с размером частиц 1+3 мкм в воде. Затем эмульсия под влиянием коагулирующих частиц, вводимых в грунт до, во время или после инъекции битумной эмульсии, распадается. Отдельные частицы битума коагулируют (соединяются вместе) и заполняют поры грунта плотной массой, придавая ему связность, водонепроницаемость и некоторую дополнительную прочность.

Главным условием применения этого способа является дисперсность эмульсии, так как нагнетание в грунт растворов с суспензированными в них веществами, таких, как битумные эмульсии или цементные растворы, возможно лишь при условии, что между размерами пор грунта и частиц дисперсной среды существует определенное соотношение. Для битумных эмульсий это соотношение составляет: для мелкозернистых песков 1+3 мкм; для крупных песков с размером частиц около 1 мм — от 1 до 30 мкм.

Помимо дисперсности на проникновение и распространение битумной эмульсии в грунте влияют: ее концентрация, вязкость и степень влажности грунта. Так, например, для сухих и мало-влажных мелкозернистых песков рабочая концентрация эмульсии должна составлять 25+35 %; для крупнозернистых песков — около 45+50 %. Пределом применимости способа считается коэффициент фильтрации грунта от 10 до 100 м/сут.

Перед инъекцией в грунт битумная эмульсия стабилизируется путем введения в нее поверхностно-активных (мыла, белковых веществ) или неорганических (коллоидных глин, гидроокисей металлов) веществ для того, чтобы она не распадалась при разбавлении водой, соприкосновении с грунтом и грунтовыми водами.

Конечной целью инъецирования является закупоривание пор грунта битумом, выделенным из эмульсии, и придание грунту водонепроницаемости. Нагнетаемая в водонасыщенный грунт эмульсия отжимает воду и заполняет собой все поры. Под воздействием коагулирующих веществ эмульсия распадается. Отдельные частицы битума, лишенные защитных оболочек эмульгатора-стабилизатора, соединяются вместе группами в виде гроздевидных тел, забивающих водопродводящие каналы грунта прерывистой цепочкой. В дальнейшем группы частиц теряют свою форму, образуя одно целое, и заполняют отрезок канала в грунте, одновременно адсорбируясь частицами грунта. Свободная часть

канала между отдельными сгустками коагулированного битума заполнена освободившейся от эмульсии водой и продуктами реакции коагулянта с эмульгатором.

После уплотнения грунта битумной эмульсией его коэффициент фильтрации снижается до 10+15 раз, грунт приобретает связность, но вследствие пластичности битума не окаменевают.

### *Закрепление глинистых грунтов*

Закрепление и уплотнение глинистых грунтов производится с использованием постоянного электрического тока одним из трех способов: электроосмотическое обезвоживание (осушение), электрохимическое закрепление и электросиликатизация. Первый способ позволяет разрабатывать насухо котлованы в глинистых грунтах путем применения постоянного электрического тока и иглофильтрового водопонижения с изменением свойств грунта только на период разработки котлована. Второй способ основывается на химических процессах, протекающих в грунте при длительном воздействии постоянного электрического тока, например, замене в поглощающем комплексе грунта кальция и натрия на водород и алюминий, в результате чего грунт приобретает необратимую механическую прочность. Третий способ использует явление электроосмоса с одновременным введением в грунт под давлением растворов силиката натрия и хлористого кальция или одного гелеобразующего раствора на основе силиката натрия. В этом случае закрепленный глинистый грунт приобретает прочность и водостойчивость.

Ниже рассматриваются физико-химические процессы, лежащие в основе каждого из этих способов.

**Электроосмотическое обезвоживание** базируется на физико-химических процессах, протекающих в грунте при прохождении через него электрического тока, в результате чего грунт осушается и несколько уплотняется. Основное уравнение электроосмоса записывается в виде:

$$Q = Q_{\infty} (1 - e^{-kT}), \quad (2.27)$$

где  $Q$  — объем воды, которая находится в грунте и может быть удалена из него электроосмосом;  $Q_{\infty}$  — объем воды, которая может быть выделена из грунта за время, равное  $\infty$ ;  $T$  — время, мин;

$k$  — коэффициент электроосмоса — постоянная величина, зависящая от электрического потенциала глинистых частиц и плотности тока,  $\text{см}^2/\text{с}\cdot\text{В}$ .

$$k = \frac{\xi D \rho}{4\pi\eta}, \quad (2.28)$$

где  $\xi$  — электрический потенциал, мВ;  $\rho$  — удельное электрическое сопротивление грунтового раствора, Ом·м;  $D$  — диэлектрическая постоянная воды, принимаемая равной 81;  $\eta$  — вязкость воды, принимаемая равной 0,01 Па·с.

Сопоставление значений коэффициентов фильтрации и электроосмоса приводится в *табл. 2.9*.

**Таблица 2.9. Сопоставление коэффициентов фильтрации и электроосмоса для глинистых и илистых грунтов**

Грунт	Коэффициент фильтрации, $\text{см}/\text{с}$	Коэффициент электроосмоса, $\text{см}^2/(\text{с}\cdot\text{В})$
Глина:		
бentonитовая	$8 \cdot 10^{-10}$	$6 \cdot 10^{-5}$
каолиновая	$5 \cdot 10^{-9}$	$3 \cdot 10^{-5}$
юрская	$9 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-5}$
Суглинок:		
илистый	$6 \cdot 10^{-8}$	$5 \cdot 10^{-5}$
лессовидный	$4 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-5}$
Супесь	$8 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-5}$
Пылевидный кварц (размер частиц 0,01 мм)	$7 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-5}$
Песок	$14 \cdot 10^{-2}$	0
Ил	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-5}$

При выполнении работ по электроосмотическому водопонижению через грунт между иглофильтрами и трубами-электродами, установленными по периметру котлована, пропускается постоянный электрический ток. Иголфильтры соединяются с отрицательным, а трубы — с положительным полюсами источника постоянного тока. В такой схеме размещения электродов по периметру котлована создается электрическая завеса, препятствующая поступлению воды на осушаемый участок. Под воздействием постоянного электрического тока часть связанной воды

на осушаемом участке переходит в свободное состояние, перемещается от анодов (положительных электродов) к катодам (отрицательным электродам) и откачивается через иглофильтры.

Для снижения уровня грунтовых вод на 4 м необходимо в массиве грунта, оконтуренного электродами, создать плотность тока в  $1 \text{ А/м}^2$ .

Способ электрического осушения грунтов может быть применен в глинистых грунтах с коэффициентом фильтрации менее  $0,01 \text{ м/сут}$ , при этом коэффициент фильтрации суглинистых грунтов увеличивается в 10–20 раз, а глинистых и илистых грунтов — до 100 раз.

Способ применяется как временное мероприятие для снижения влажности глинистого грунта на период проведения строительных работ. Снятие электрического тока приводит к постепенному восстановлению естественной влажности грунта.

**Электрохимическое закрепление.** Существуют три основных способа электрохимического закрепления грунтов. *Первый способ* заключается в том, что в качестве электродов применяются электрические стержни, вызывающие в грунте реакцию обмена, при которой происходит замещение натрия и кальция, содержащихся в глинистом грунте, алюминием и водородом. В результате физико-химических процессов вскоре после включения электрического тока начинается существенное уплотнение грунта у анода и некоторое разжижение — у катода. В дальнейшем начинается уплотнение грунта и у катода. Таким образом происходит уплотнение грунта у обоих электродов. Если электрический ток пропускать достаточно длительное время, то будет уплотнена вся масса грунта между электродами.

Напряжение, необходимое для получения нужной плотности тока, зависит от электрического сопротивления грунта и расстояния между электродами. Средняя величина напряжения обычно принимается по следующему соотношению: на 1 м расстояния между электродами требуются 100–200 В. Глубина закрепления определяется глубиной забивки электродов и мощностью электрической установки.

*Второй способ* подразумевает введение в грунт различных химических реагентов. Так как под воздействием постоянного электрического тока вода движется от анода к катоду, то при введении в анодную зону химических растворов происходит выпадение це-

ментирующего вещества в порах грунта. В результате закрепление происходит быстрее, а грунт приобретает структурную прочность.

*Третий способ* заключается во введении в анодную зону раствора хлористого кальция, приводящего к коррозии электродов и ускорению проникновения в грунт железа и алюминия. Качество закрепления водонасыщенных суглинков и глин существенно зависит от концентрации водородных ионов рН. С повышением кислотности у положительного электрода вследствие образования растворимых продуктов коррозии увеличивается скорость коррозии металла (железа или алюминия). Одновременно с этим повышение концентрации ионов водорода в анодной зоне задерживает образование гидроокиси железа и способствует продвижению двухвалентного железа по грунту в направлении катода.

В случае использования алюминиевых электродов закрепление грунта происходит в анодной и катодной зонах, железных — в анодной.

*Электросиликатизация* основана на сочетании закрепления грунтов методами силикатизации и электрической обработки. Сущность способа заключается в том, что через погруженные в грунт перфорированные трубы, одновременно выполняющие роль электродов, нагнетаются закрепляющие силикатные растворы и пропускается постоянный электрический ток. Суммарное воздействие силикатного раствора и постоянного электрического тока на грунт способствует ускорению продвижения раствора, вызывает обезвоживание и агрегацию грунта и образование в нем геля кремниевой кислоты. В результате грунт приобретает водоустойчивость и прочность порядка  $0,5+0,8$  МПа. Способ, в основном, применяется для упрочнения переувлажненных песков и супесей.

При воздействии на грунт силиката натрия и электрического тока в нем происходят следующие физико-химические процессы:

1. электроосмос, способствующий перемещению раствора в грунте;
2. электролиз и изменение реакции среды, способствующие образованию в грунте гидроокиси кальция и алюминия, ускорению образования геля (коагуляции силикатного раствора), структурообразованию (агрегации частиц) и кристаллизации химических соединений.

В результате грунт приобретает необратимую прочность и водоустойчивость.

Электросиликатизация, так же как и обычная силикатизация, подразделяется на одно- и двухрастворную. В первом случае в иньекторы вводят раствор, представляющий собой смесь силиката натрия, серной кислоты и алюмо-серноокислого натрия, а во втором случае два раствора — силиката натрия и хлористого кальция. Соотношение между компонентами смеси подбирают в зависимости от времени гелеобразования.

При проведении электросиликатизации наибольшее упрочнение грунта получают в анодной и средней зонах: при однорастворной силикатизации до 0,5+0,6 МПа, при двухрастворной — 0,7+0,8 МПа. В катодной зоне из-за образования щелочной среды прочность ниже примерно в 1,5 раза.

Для качественного выполнения работ необходимо соблюдение нижеследующих условий:

1. Давление, под которым подается раствор, не должно превышать 0,5 МПа.
2. Ток должен быть включен одновременно с началом подачи растворов и отключен через некоторое время (определяемое специальным расчетом) после прекращения иньектирования.
3. Из катодной зоны периодически должна проводиться откачка воды, снижающая щелочность в этой зоне и ускоряющая процесс закрепления.

Электрохимическое закрепление и электросиликатизация придают грунту небольшую прочность порядка 0,1+0,2 МПа, позволяющую предотвратить пучение или укрепить грунт при его резком увлажнении.

### **2.3.3. Производство тампонажных работ**

Как было показано выше, закрепление грунта иньекцией заключается в нагнетании одного или двух растворов в грунт через систему иньекторов или специально пробуренные скважины. Тампонажный раствор, распространяясь в грунте, заполняет поры и, соприкасаясь с поверхностью частиц, вступает с ними в химическую реакцию. При этом каждая из частиц грунта покрывается слоем цементирующего вещества, в результате чего близлежащие частицы скрепляются друг с другом, образуя жесткий «скелет», способный выдержать значительно большую нагрузку, чем незакрепленный грунт.

При этом необходимо учитывать:

1. с увеличением вязкости инъецируемых растворов и давления, под которым производится нагнетание, на распространение растворов в грунте все большее влияние оказывает проницаемость песчаных грунтов. Растворы стремятся найти разрыхленную зону, устремляются в нее и, играя роль клина, раскалывают грунт. При этом растворы способны продвигаться по создаваемым им ходам на достаточно большие расстояния. Явления разрыва сплошности грунта жидкими растворами и проникновения их по трещинам и ходам проявляются тем резче, чем меньше крупность частиц и влажность грунта;
2. при нагнетании растворов в неоднородные грунты происходит их неравномерное проникновение в различные по водопроницаемости слои. Степень неравномерности проникновения жидкости в различные слои зависит от их коэффициентов фильтрации;
3. характер распространения нагнетаемых в грунт растворов определяет форму и степень однородности массива, получаемого в результате закрепления.

Форма закрепления грунта зависит от инженерно-геологического строения основания. В однородных грунтах фигуры, получаемые при нагнетании тампонажных растворов через перфорированный иньектор, имеют форму эллипсоида вращения. Это объясняется тем, что нагнетаемый раствор распространяется от перфорированной части иньектора не только в радиальном направлении, но и вертикально — вверх и вниз от ее верхнего и нижнего концов.

Радиус закрепления  $r$  определяется коэффициентом фильтрации грунта, вязкостью раствора, давлением и продолжительностью нагнетания. Для предварительных расчетов можно воспользоваться выражением:

$$r = 0,25\sqrt[3]{k_{\phi}}, \quad (2.29)$$

где  $k_{\phi}$  — коэффициент фильтрации грунта.

В среднем, на основании практических данных, можно сделать вывод, что в песчаных грунтах величина  $r$  не превышает  $0,6+0,75$  м. Таким образом, шаг иньекционных скважин обычно принимается равным 1 м.

Для создания противофильтрационных завес радиус распространения инъецируемого раствора вычисляется по формуле:

$$r_{in} = \sqrt{\frac{q_{in} t}{\pi h_m \alpha_e e}}, \quad (2.30)$$

где  $q_{in}$  — расход раствора, подаваемого в скважину, м<sup>3</sup>/ч;  $t$  — время нагнетания, ч;  $\alpha_e$  — коэффициент неравномерности распространения трещин и пор в горной породе;  $e$  — коэффициент пористости.

Объем раствора для закрепления однородного песка двухрастворной силикатизацией может быть рассчитан по формуле, аналогичной формуле (2.23):

$$N = \alpha V n, \quad (2.31)$$

где  $N$  — необходимый объем раствора, м<sup>3</sup>;  $V$  — объем закрепляемого грунта, м<sup>3</sup>;  $n$  — пористость грунта;  $\alpha$  — коэффициент заполнения пор. Для предварительных расчетов  $\alpha$  может быть принято равным 5.

В неоднородном и крупном песке необходимый объем раствора снижается до 60 % рассчитанного объема.

При сплошном закреплении грунтового массива инъекторы или инъекционные скважины располагают рядами в шахматном порядке (рис. 2.18).

Для создания монолитного массива закрепленного грунта растворы нагнетают по заходкам. При этом растворы нагнетают сначала в первый ряд инъекторов, затем во второй и т.д. В рядах растворы нагнетают через один инъектор. Инъецирование через последующие инъекторы ведется только после того, как раствор в предыдущие инъекторы закачан в полном объеме. При этом проект производства работ должен быть разработан таким образом, чтобы ранее закрепленные заходки не затрудняли погружение инъекторов для более поздних инъекций.

Расстояние (м) между рядами инъекторов определяется по формуле:

$$l_p = 1,5r, \quad (2.32)$$

а расстояние между инъекторами в ряду принимается как

$$l_n = 1,5r, \quad (2.33)$$

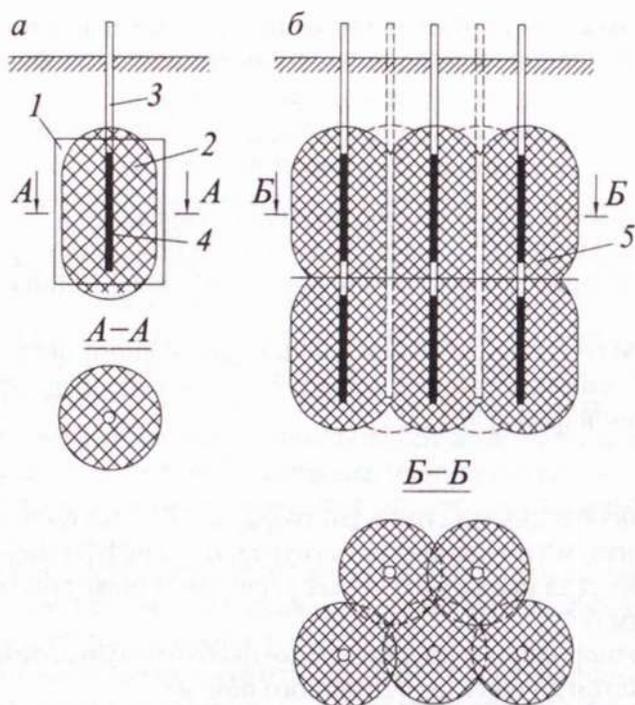


Рис. 2.18. Схема инъекционного закрепления грунтов: *a* — для одиночной заходки; *б* — для сплошного массива: 1 — расчетный массив закрепленного грунта от одной заходки; 2 — действительный массив закрепленного грунта от одной заходки для однородной среды; 3 — иньекторы; 4 — перфорированная часть иньектора; 5 — сплошной массив закрепленного грунта

где  $r$  — расчетный радиус закрепления от единичной иньекции, м. Радиус закрепления при силикатизации и смолизации грунтов назначается в зависимости от вида и водопроницаемости грунтов в соответствии с *табл. 2.10*.

Сплошное закрепление грунтов одним иньектором по глубине выполняется иньекцией закрепляющих реагентов последовательными заходками, величина которых определяется, как

$$l_1 = l + 0,5r, \quad (2.34)$$

где  $l$  — длина перфорированной (рабочей) части иньектора, которая для грунтов однородного сложения принимается равной

1 м, для грунтов неоднородного сложения — 0,5 м, для однородных просадочных суглинков может быть увеличена до 3 м.

**Таблица 2.10. Радиусы закрепления при силикатизации и смолизации грунтов**

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+1,0
Силикатизация однорастворная двухкомпонентная	Пески разной крупности	0,5+1,0	0,4+0,6
		1+2	0,6+0,8
		2+5	0,8+1,0
Газовая силикатизация	Пески разной крупности	0,5+1,0	0,3+0,5
		1+5	0,5+0,8
		5+20	0,8+1,0
Силикатизация однорастворная однокомпонентная	Просадочный лесовой грунт	0,2+0,3	0,4+0,7
		0,3+0,5	0,7+0,8
		0,5+2	0,8+1,0
Смолизация однорастворная однокомпонентная	Пески разной крупности	0,5+1	0,3+0,5
		1+5	0,5+0,65
		5+10	0,65+0,85
		10+20	0,85+0,95
		20+50	0,95+1,0

На основании геометрических параметров закрепления, определенных по вышеприведенным формулам, и заданной проектом конструктивной схемы закрепления, форм и размеров закрепляемого грунтового массива производится пространственное размещение инъекторов в плане и заходок по глубине.

Объем закрепленного грунта ( $m^3$ ) от единичной инъекции на одну заходку определяется по формуле:

$$q_{зп} = \pi r^3 l_z. \quad (2.35)$$

Общий объем закрепленного грунта в общем случае находится произведением объема от единичной заходки  $q_{зп}$  на количество заходок в массиве.

Нагнетание растворов в однородные по водопроницаемости грунты производится снизу вверх или сверху вниз. В неоднородных по водопроницаемости грунтах в первую очередь закрепляют слои грунта с большей водопроницаемостью.

Расположение иньекторов и конфигурации массивов при иньекционном закреплении грунтов в основании зданий и сооружений для защиты от осадок фундаментов, расположенных вблизи строящихся подземных объектов, приводятся на рис. 2.19.

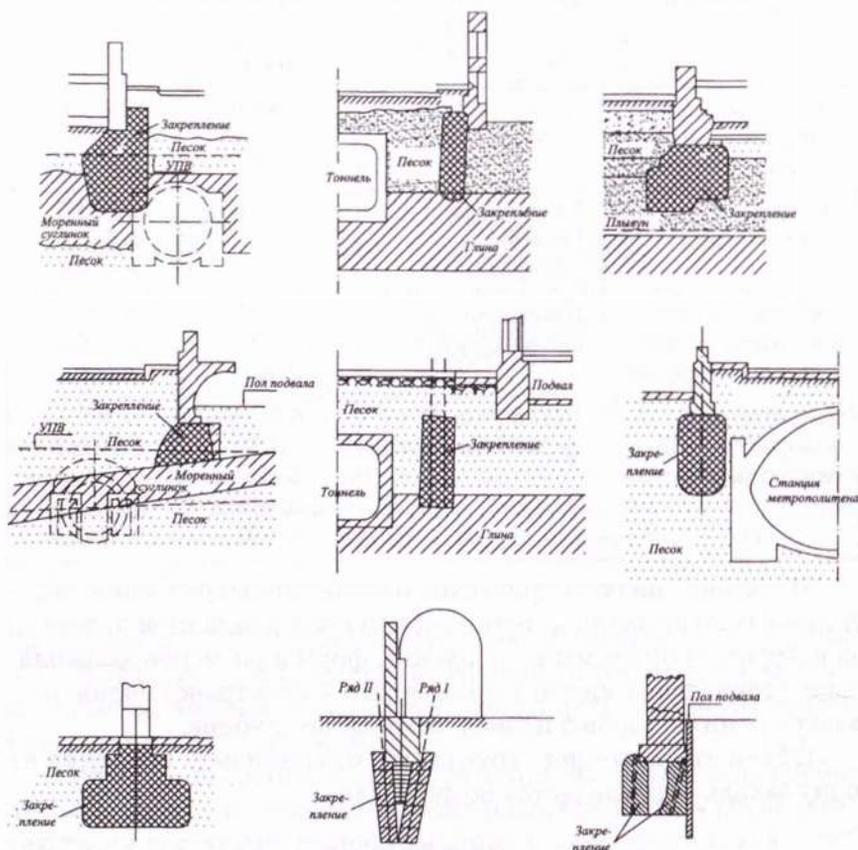


Рис. 2.19. Примеры использования иньекционных методов при строительстве городских подземных сооружений и закреплении грунтов основания зданий

При двухрастворной силикатизации раствор хлористого кальция необходимо нагнетать как можно скорее после раствора силиката натрия. Допустимые временные перерывы составляют: при скорости грунтовых вод 0 м/сут — 24 ч; 0,5 м/сут — 6 ч; 1,5 м/сут — 2 ч; 3 м/сут — 1 ч. Инъектирование производится через два насоса — каждый раствор своим насосом. Не допускается смешение растворов в баках и шлангах. Использовать оборудование, которым инъектировался один раствор, для нагнетания второго можно только после его тщательной промывки горячей водой.

При газовой силикатизации перерыв между нагнетанием раствора и газа не должен превышать 0,5+1 ч, а газа и раствора — 0,5 ч. Возможно одновременное нагнетание газа и раствора сразу в нескольких заходках при условии, что расстояние между инжекторами должно быть не меньше 6г.

Для установления радиуса и предельного нагнетания в конкретных инженерно-геологических условиях проводят пробные закачки в грунт. Само нагнетание ведется при давлениях, меньших предельного, во избежание разрывов закрепляемого грунта и прорывов растворов на поверхность или за пределы закрепляемого массива. Давление нагнетания не должно превышать: при двухрастворной силикатизации — 1,5 МПа, при однорастворной силикатизации и смолизации песчаных грунтов — 1,0 МПа, просадочных грунтов — 0,5 МПа.

Если при нагнетании гелеобразующий раствор прорывается на поверхность, то это обычно бывает связано с превышением предельного давления или попаданием раствора в разрыхленную зону или пустоту. В этом случае нагнетание необходимо прекратить и затампонировать обнаруженные разрыхленные зоны, пустоты и прорывы цементными или цементно-глинистыми растворами. Давление нагнетания необходимо снижать медленно во избежание забивки инжектора грунтом.

Прорыв гелеобразующего раствора на поверхность можно предотвратить, если выполнить пригрузку закрепляемой области. При усилении фундаментов существующих зданий роль пригрузки играет само сооружение и залегающие над закрепляемой областью грунты. В остальных случаях с этой целью могут быть использованы специально уложенные бетонные плиты, подбираемые таким образом, чтобы их вес и прочностные свойства препятствовали прорыву растворов на поверхность.

Нагнетание растворов через каждую скважину производится до условного отказа, за который принимается:

а) поглощение скважиной расчетного количества раствора при давлении нагнетания, не превышающем проектного;

б) снижение расхода раствора, нагнетаемого через скважину, до 5+10 л/мин с одновременным повышением давления нагнетания выше проектного.

При выполнении тампонажных работ необходимо учитывать нижеследующее.

1. Закрепление грунтов всеми способами, кроме термического, выполняется только при положительной температуре грунта. Термическое закрепление всех видов грунтов, кроме многолетнемерзлых, возможно и при отрицательных температурах грунта.
2. При закреплении грунтов в условиях плотной городской застройки нельзя допускать засорения отвердевшими реагентами и повреждения расположенных поблизости инженерных коммуникаций (коллекторов, кабельных и телефонных каналов, дренажей и пр.).
3. Все работы по инъекционному закреплению грунтов должны быть закончены до устройства дренажа.
4. Все инъекционные скважины после их использования по назначению обязательно должны быть ликвидированы путем их заполнения цементным раствором.

Производство тампонажных работ всеми способами включает в себя следующие последовательно выполняемые операции:

- 1) подготовительные и вспомогательные работы, включая приготовление тампонажных растворов;
- 2) погружение в грунт инъекторов путем их забивки или установки в предварительно пробуренные скважины, а также оборудование инъекционных скважин;
- 3) нагнетание тампонажного раствора в грунт;
- 4) извлечение инъекторов и ликвидация инъекционных скважин;
- 5) контроль качества закрепления.

Для выполнения комплекса тампонажных работ используют следующее оборудование: погружаемые в грунт или забуриваемые инъекторы, оборудование для приготовления и нагнетания раствора, разводящую сеть, контрольно-измерительную и запорную аппаратуру, вспомогательное оборудование.

Для приготовления тампонажного раствора устраивают растворосмесительные узлы.

Комплекс оборудования для ведения цементационных работ показан на рис. 2.20.

Глиноцементные растворы готовят непосредственно перед нагнетанием (рис. 2.21). Исходный глинистый раствор из бунке-

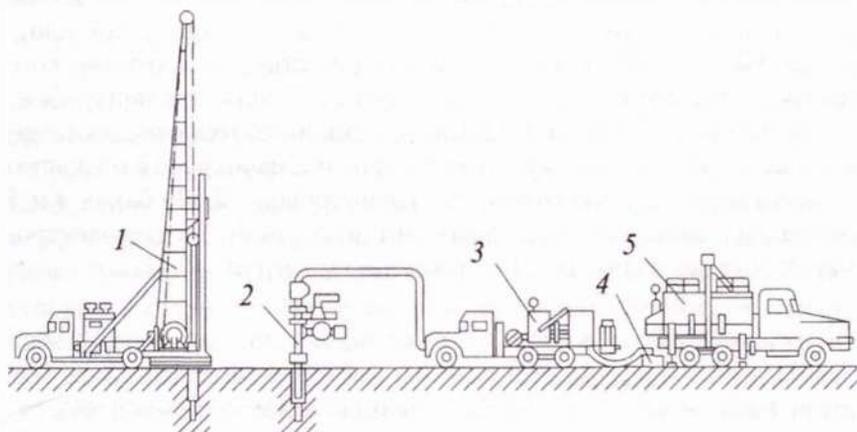


Рис. 2.20. Комплекс оборудования для цементационных работ: 1 — самоходная буровая установка; 2 — универсальная цементационная головка; 3 — цементационный агрегат; 4 — емкость для раствора; 5 — смесительная машина

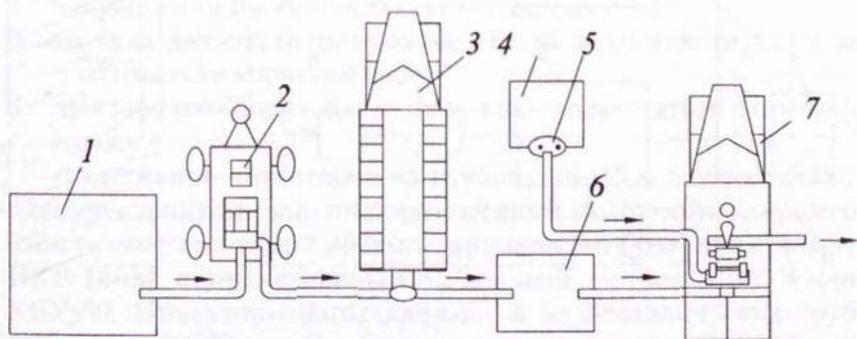


Рис. 2.21. Комплекс оборудования для нагнетания глиноцементных растворов: 1 — бункер-накопитель; 2 — насос; 3 — смесительная машина; 4 — емкость для жидкого стекла; 5 — насос; 6 — емкость для глиноцементного раствора; 7 — цементационный агрегат

ра-накопителя 1 насосом 2 подается в гидромешалку цементосмесительной машины 3, куда вводится цемент. Глиноцементный раствор сливается в емкость 6, из которой высасывается насосом цементационного агрегата 7. Жидкое стекло вводится в смесь глиноцементного раствора насосом 5 из емкости 4 непосредственно в коллектор насоса цементационного агрегата.

Химические растворы рабочих концентраций готовят путем разведения исходных растворов чистой водой до проектной плотности. На *рис. 2.22* показана схема приготовления химического раствора. Кислота и смола из емкостей 1 и 2 подаются центробежными насосами 3 в баки 4 и 5, где они смешиваются с водой, подаваемой по трубопроводу 6. Смешивание производится с помощью сжатого воздуха, подаваемого по трубопроводу 7. Из баков 4 и 5 растворы смолы и кислоты насосами-дозаторами 8 через электромагнитные расходомеры 9 подаются в смеситель 10. Затем смесь

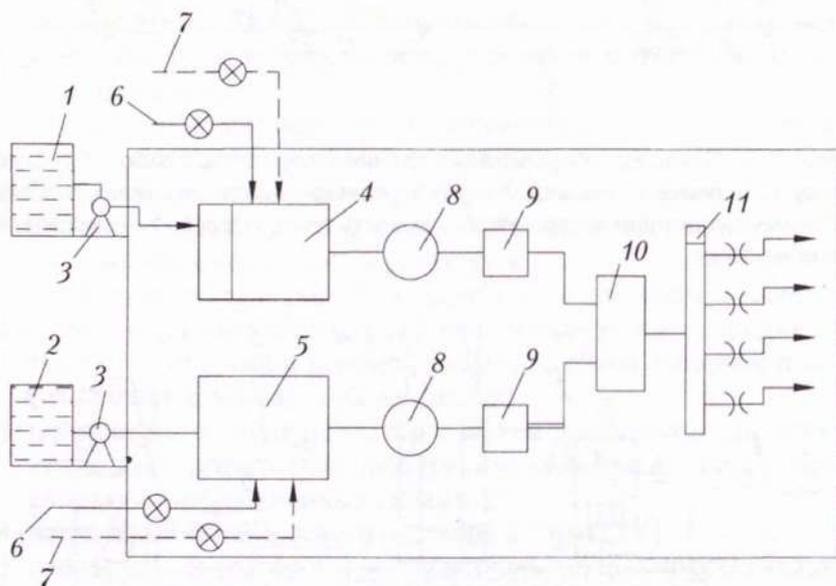


Рис. 2.22. Схема приготовления химического раствора: 1 — емкость для кислоты; 2 — емкость для смолы; 3 — центробежные насосы; 4, 5 — смесительные баки для кислоты и смолы; 6 — трубопровод для подачи воды; 7 — трубопровод для сжатого воздуха; 8 — насосы-дозаторы; 9 — расходомеры; 10 — смеситель; 11 — распределительная колонка

кислоты и смолы нагнетают в распределительную колонку 11, откуда смесь через инжекторы закачивается в массив.

При приготовлении тампонажных, в особенности химических, растворов необходимо строго следить за соблюдением дозировки и плотности компонентов. Только в этом случае можно добиться максимального эффекта от закрепления. С этой целью наиболее часто используются растворомешалки РМ и СБ, а также установки производства германской фирмы «Бауэр».

Конструкция инжектора и механизма для его погружения зависит от инженерно-геологических условий площадки производства работ и мощности зоны закрепления.

Для закрепления грунта на глубину до 10 м применяется инжектор, состоящий из наголовника, колонн глухих звеньев труб, перфорированного звена, наконечника и соединительных частей. Для уменьшения уплотнения грунта и облегчения введения растворов в грунт перфорированное звено изготавливается меньшим диаметром, чем глухие звенья. Забивка инжектора в грунт может осуществляться отбойными молотками. При забивке наголовник временно устанавливается без деталей, предназначенных для подачи раствора, которые монтируются после погружения инжектора.

К работам по забивке инжекторов предъявляются следующие требования:

1. инжектор должен быть забит строго в указанном в проекте направлении и с точностью угла наклона 2–3°;
2. забивка должна быть произведена на заданную глубину за максимально короткий срок;
3. при забивке оборудование не должно подвергаться сильному износу.

Погружение инжекторов на глубину 10+15 м осуществляют пневмоударниками или пневматическими молотками, например бурильными станками с пневмоударником СБУ-100 или станком НКР-100М, смонтированным на ходовой тележке СБУ-2 или КБУ-50. Инжекторы изготавливаются из металлических труб диаметром 58+62 мм. Перфорированная часть инжектора имеет длину 0,5–1,0 м.

При закреплении грунта на глубину более 15 м используется погружение инжекторов в предварительно пробуренные скважины того же диаметра. Скважина бурится на глубину первой за-

ходки. Затем раствор нагнетается в грунт. После нагнетания в первую заходку иньектор погружается в следующую заходку и далее цикл повторяется на всю глубину закрепления.

Закрепление грунта на большую глубину (до 120 м) проводится через манжетные иньекторы, опускаемые в предварительно пробуренные скважины диаметром 120–150 мм. Скважина бурится под глинистым раствором на всю глубину зоны закрепления, в нее погружается труба с резиновыми манжетами, закрывающими ее отверстия. После этого производится нагнетание закрепляющего раствора.

Применяемые буровые установки должны обеспечивать:

- заданное направление скважин;
- высокую скорость бурения при минимальной стоимости работ;
- минимальное зашламовывание трещин раздробленной породой;
- ровную поверхность трещины для установки пакеров.

Обычно для бурения скважин диаметром 40–150 мм на глубину до 100 м используют самоходные и передвижные установки шнекового бурения.

Оборудование скважин зависит от способа закрепления, гидрогеологических условий и схемы нагнетания раствора. При цементации скважина оборудуется кондуктором с цементационной головкой. Кондуктор предназначен для закрепления и герметизации устья скважины, обеспечения заданного направления при бурении, установки цементационной головки с запорной арматурой и измерительными приборами.

Иньекторы для силикатизации и смолизации грунтов состоят из наголовника, колонны глухих звеньев труб и соединительных частей.

Для газовой силикатизации применяется манжетный иньектор с тампоном, состоящий из наружной перфорированной и внутренней (передвижной) трубы с тампонами. Нижний конец иньектора выполнен в виде сопла с шариковым прижимным клапаном. Внутренняя труба предназначена для подачи реагентов в закрепляемую зону.

Регулирующая сеть предназначена для подачи закрепляющих растворов в необходимом количестве и под требуемым давлением от насосной установки к работающим иньекторам. Конструктивно

регулирующая сеть состоит из труб, шлангов, делителей, измерителей расхода жидкости, соединительных муфт, кранов и нипелей.

В качестве проводящей системы используются металлические трубопроводы диаметром 36–50 мм или толстостенные резиновые шланги с внутренним диаметром, рассчитанным на давление до 3 МПа.

Насосное оборудование, используемое при инъекционном закреплении грунтов, должно удовлетворять следующим требованиям:

1. регулируемая подача растворов от 5 до 20 л/мин;
2. давление до 1 МПа;
3. узлы и детали, из которых изготавливаются насосы, должны противостоять химической коррозии.

С этой целью, в основном, используются отечественные насосы типа ПС-4Б, НС, ДА, изготавливаемые из кислотоупорной стали, а также насосы высокого давления типа: Гр 16/40, НГр 250/50, ГрБ.

Вместо насосов для нагнетания растворов в грунт могут быть использованы пневматические установки, представляющие собой цилиндрические емкости объемом до 1 м<sup>3</sup>, рассчитанные на давление до 0,8 МПа. Емкость оборудуется водомерным стеклом, манометрами, предохранительным клапаном и выпускным краном.

Тампонирующее обычно ведется в подготовительный период строительства и применяется при большой мощности водообильных пород, залегающих на достаточно небольшой глубине от поверхности. Работы могут выполняться:

- на всю проектную глубину сразу — тампонаж одной заходкой;
- отдельными нисходящими заходками в направлении сверху вниз;
- отдельными восходящими заходками в направлении снизу вверх.

По окончании тампонажа и набора раствором необходимой прочности разбуривают несколько контрольных скважин и определяют удельное водопоглощение массива. Если его величина не превышает 0,05 л/мин, то тампонирующее считают успешным. При большем значении удельного водопоглощения тампонирующее повторяют до тех пор, пока не получают требуемой величины.

К строительным работам приступают после завершения тампонирующего всей толщи водоносных пород и выдержки массива в течение 4–6 дней.

## 2.4. Применение свай при усилении оснований и фундаментов\*

### 2.4.1. Подводка под здание набивных свай

При глубине заложения подземных сооружений ниже подошвы фундаментов существующего здания нередко выполняют пересадку существующих фундаментов на сваи. Несущую способность и количество свай определяют расчетом. Недостатком этого способа является сложность производства работ в стесненных условиях, а также то, что динамические воздействия на основания усиливаемых зданий могут привести к развитию трещин в их конструкциях.

Наиболее целесообразно устройство свай непосредственно из подвальных помещений. Для этого обсадные трубы диаметром  $159+375$  мм погружают на глубину  $6+12$  м, затем извлекают из их внутренней полости грунт, заполняют бетоном и устанавливают арматурные стержни. Такие сваи называются набивными. По способу уплотнения они могут быть:

- бетонизируемые с трамбованием (сваи Страуса), используемые для необводненных оснований;
- пневмонабивные с уплотнением бетонной смеси сжатым воздухом, используемые в любых инженерно-геологических условиях.

Для свай Страуса применяют бетон класса не менее В12,5–В15, загружаемый в трубу порциями высотой  $80+100$  см и уплотняемый специальной трамбовкой без образования бетонной пробки. В процессе трамбования бетона обсадная труба медленно поднимается вверх до полного извлечения из грунта. В результате боковая поверхность сваи становится гофрированной, что увеличивает ее сцепление с грунтом. Ствол набивной сваи обычно армируют только в верхней части на высоту  $1,2-2$  м четырьмя-пятью арматурными стержнями класса АIII диаметром  $12-16$  мм.

При устройстве пневмонабивных свай к верхней части обсадной трубы прикрепляют шлюзовой аппарат, соединенный с сетью воздухопровода. Под давлением сжатого воздуха до  $0,4$  МПа из скважины отжимается подземная вода, а бетон трамбуется.

---

\* При написании этой главы использованы материалы [38; 62].

При усилении ленточных фундаментов сваи располагают в шахматном порядке с обеих сторон фундамента. Расстояние между сваями в продольном направлении определяется расчетом, а в поперечном — шириной фундамента, а также удобством расположения бурового оборудования (рис. 2.23). Одиночные фундаменты под колонны усиливают двумя—четырьмя симметрично расположенными сваями (рис. 2.23,з,д).

Набивные сваи в агрессивной водной или грунтовой среде должны изготавливаться на сульфатостойком цементе либо помещаться в химически устойчивые оболочки (полимерные трубы, гибкие пленки и т.п.). Для проверки сплошности бетона в них при изготовлении могут устанавливаться полимерные трубки диаметром 1 см для контроля радиоизотопными или рентгеновскими приборами.

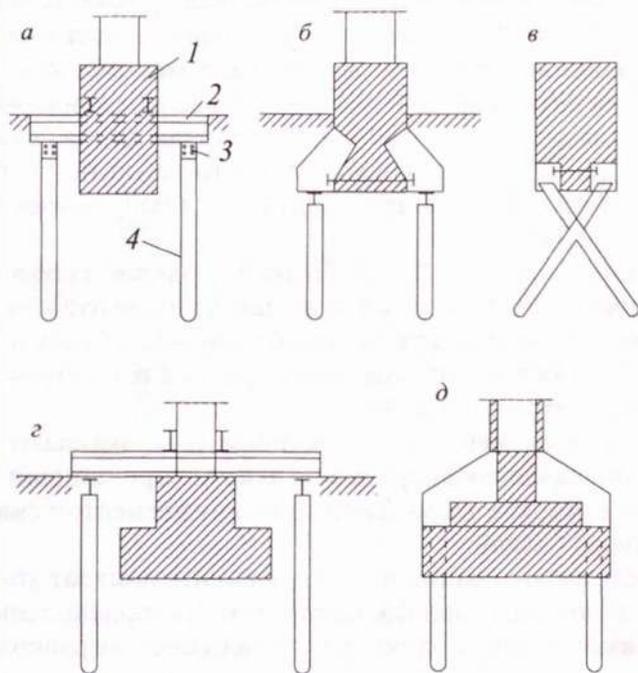


Рис. 2.23. Усиление фундаментов набивными сваями: а–д — способы соединения свай усиления с существующим фундаментом: 1 — существующий фундамент; 2 — металлическая или железобетонная рандбалка; 3 — свайный ростверк; 4 — набивная свая

## 2.4.2. Усиление фундаментов вдавливаемыми сваями

Действующими строительными нормами и правилами введен ряд ограничений на использование динамических и вибрационных способов погружения свай или шпунта. Для практически полного исключения воздействия технологических операций по погружению свай на здание широко используется задавливание свай из существующего подвала. В этом случае реактивные усилия задавливания вместо тяжелых грузочных устройств или массивного ростверка воспринимаются весом стен здания. На этом принципе основано задавливание составных железобетонных свай типа Мега отдельными элементами. Такие сваи обеспечивают не только разгрузку слабых слоев грунта, находящихся в верхней зоне основания, но и передачу нагрузки от здания на глубокозалегающие прочные грунты. Сваи типа Мега изготавливают из сборных железобетонных элементов длиной 80–100 см, квадратными или круглыми с поперечным сечением 0,04–0,1 м<sup>2</sup> со сквозным каналом по оси элемента диаметром 75–100 мм. Суммарная длина сваи может достигать 25–30 м. Последовательность работ по устройству задавливаемой сваи включает следующие технологические операции (рис. 2.24).

1. Под несущей стеной разрабатывают траншею шириной 1 м, глубиной не менее 1,5 м ниже подошвы фундамента и устраивают в стене выравнивающую распределительную балку из металла или железобетона, предназначенную для равномерного распределения нагрузки от домкрата.

2. Первый элемент сваи с острием устанавливают на дно траншеи и задавливают строго вертикально при помощи гидравлического домкрата, размещаемого между элементом сваи и выравнивающей балкой.

3. После задавливания первого элемента домкрат убирают и устанавливают следующий элемент сваи. На торцевые поверхности соприкасающихся элементов укладывают выравнивающий цементный раствор, а в месте стыковки монтируют соединительную гильзу либо вертикальные штыри диаметром 40–50 мм. Стыковка и погружение элементов свай производятся до достижения нагрузки на домкрате, в 1,8 раза превышающей расчетную несущую способность сваи.

4. Последним устанавливается головной элемент. Достигнутую нагрузку фиксируют с помощью стальных балок или специальных стоек и демонтируют домкрат. В отверстия, находящиеся в центре задавленных элементов, опускают арматуру и инъецируют цементный раствор. Пространство между стойками или стальными балками омоноличивают

Вариантом свай типа Мега является поэлементное задавливание трубобетонных свай. Для этого используются отрезки стальных труб, свариваемых между собой по мере их задавливания в грунт. Первое звено в такой свае изготавливается в виде конуса, что препятствует попаданию грунта внутрь трубы и способствует вертикальному погружению сваи. Так как со временем металлическая труба будет корродировать, то в ее внутренней полости монтируют арматурный каркас и бетонируют. В случае полной коррозии стенок трубы вся нагрузка будет восприниматься железобетонным заполнением. Вместо труб в качестве оболочки свай могут задавливаться стальные профильные элементы.

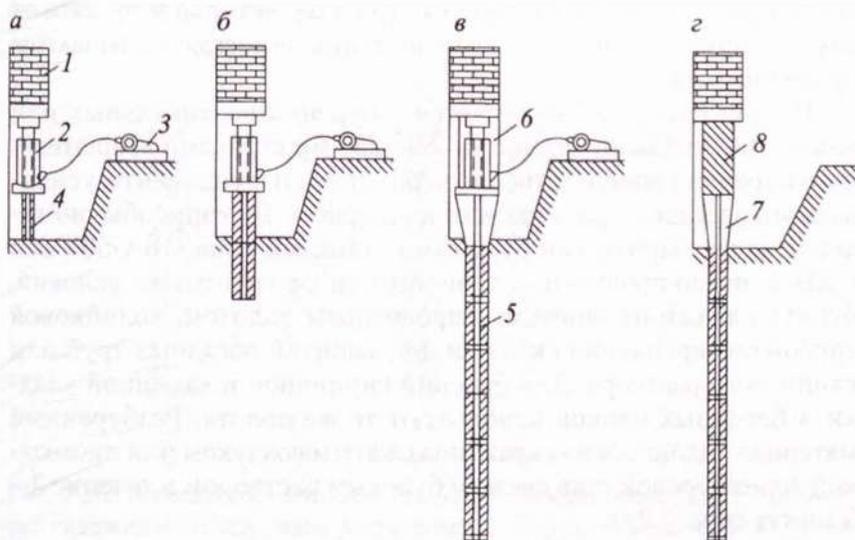


Рис. 2.24. Последовательность производства работ при устройстве свай типа Мега: *a-z* — этапы выполнения работ: 1 — несущая стена; 2 — домкрат; 3 — насосная станция; 4 — нижний элемент; 5 — очередной элемент; 6 — стойка; 7 — головной элемент; 8 — распределительная балка

Вдавливание свай наиболее эффективно в насыпных, слабых водонасыщенных грунтах и в связных грунтах с показателем текучести  $I_l > 0,3$ . В песчаных грунтах, а также неоднородных напластованиях с плотными прослойками и прочными включениями без проведения специальных мероприятий (проходка лидерной скважины, рыхление грунта шнеком и пр.) вдавливание свай не рекомендуется.

### 2.4.3. Буриинъекционные сваи

Буриинъекционные сваи\* применяются для усиления фундаментов как внутри жилого или производственного помещения, так и в его подвальной части, не разрабатывая котлован и не нарушая естественную структуру грунта основания. Буриинъекционные сваи обычно применяются при усилении фундаментов зданий в условиях сложившейся застройки, при реконструкции действующих предприятий и цехов, защите существующих зданий от возможных подвижек грунта при разработке глубоких котлованов, проходке тоннелей метро, коллекторов и пр. В этих случаях другие технологические решения не всегда оказываются применимыми.

Сооружение свай начинается с бурения вертикальных или наклонных скважин диаметром 80—250 мм станками вращательного бурения непосредственно через стены и фундаменты усиливаемого здания с тротуара или из подвала. Бурение обычно ведется малогабаритными буровыми станками типа СБА-500 или СКБ-4, позволяющими, в зависимости от грунтовых условий, бурить скважины шнеком, шарошечным долотом, колонковой трубой без крепления скважин под защитой обсадных труб или глинистого раствора. Для бурения кирпичной и каменной кладки и бетонных блоков используют те же долота. Разбуренный материал удаляется из скважины сжатым воздухом или промывкой через буровой став свежим буровым раствором в течение 3—5 минут (рис. 2.25).

После завершения бурения и извлечения бурового механизма в скважину секциями опускают арматурный каркас (рис. 2.26).

---

\* Буриинъекционные сваи в технической литературе могут называться корневидными или микросваями.

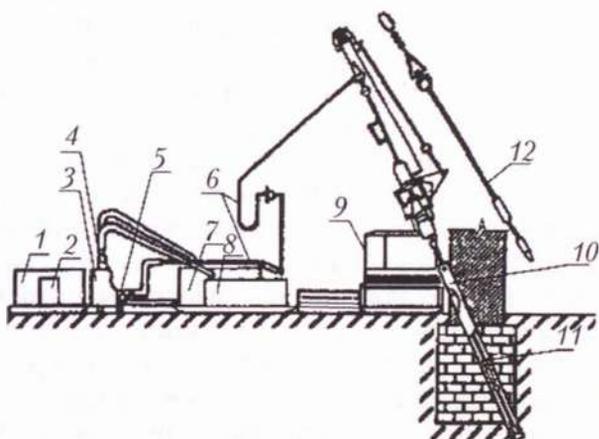


Рис. 2.25. Буриноинъекционный комплекс в процессе изготовления свай: 1 — емкость для цементного раствора; 2 — глиномешалка; 3 — мерный бак; 4 — растворный насос; 5 — промывочный насос; 6 — нагнетательный трубопровод; 7 — емкость для глиняного раствора; 8 — шламоотделитель; 9 — буровой станок; 10 — кондуктор; 11 — буровой инструмент; 12 — бурильная труба

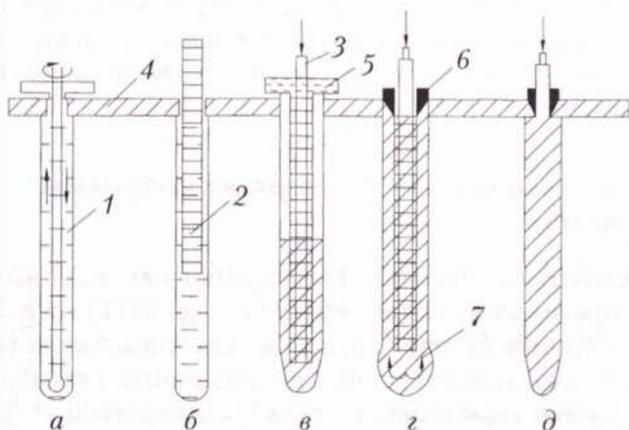


Рис. 2.26. Технология изготовления буриноинъекционных свай с промывкой скважин бентонитовым раствором: а — бурение скважины; б — установка армокаркаса; в — установка инъекционной трубы и заполнение скважины цементно-песчаным раствором; г — установка тампона и опрессовка скважины с забоя; д — опрессовка скважины с устья: 1 — буровой став; 2 — армокаркас; 3 — инъекционная труба; 4 — существующий фундамент; 5 — устьевой лоток; 6 тампон; 7 — готовая свая

Длина секции определяется высотой подвала и обычно не превышает 3 м. Между собой секции соединяют сваркой. Для предупреждения отклонения каркаса от оси скважины вдоль рабочих стержней приваривают фиксаторы.

После установки арматурного каркаса (или параллельно с ней) в скважину опускают инъекционную трубу диаметром 25—50 мм из звеньев длиной 1—2,5 м, соединяемых муфтами. Через нее скважину заполняют мелкозернистым бетоном, подаваемым под давлением. Если скважина бурилась под защитой глинистого раствора, последний при бетонировании вытесняется и в ее нижней части, где давление наибольшее, происходит обжатие стенок с образованием небольших уширений ствола.

После бетонирования инъекционную трубу извлекают, опрессовывают скважину сжатым воздухом под давлением 0,3—0,5 МПа или дополнительной порцией цементно-песчаного раствора, подаваемого под давлением от растворонасоса. После опрессовки воздухом скважину заполняют цементно-песчаным раствором до ее устья. Если скважины сооружают под защитой обсадных труб, то в крупнообломочных грунтах или крупных песках при опрессовке происходит отжатие жидкой фазы раствора в крупные поры грунта. При этом между свайей и грунтом образуется промежуточная зона из сцементированного грунта, увеличивающая несущую способность свай.

#### **2.4.4. Сваи, выполненные по разрядно-импульсной технологии (РИТ)**

Последовательность изготовления набивных свай с использованием электрогидравлического эффекта (сваи РИТ) состоит из следующих операций: бурение лидерной скважины, заполнение скважины твердеющим материалом, электроразрядная обработка скважины и установка армокаркаса в свежееуложенную смесь (рис. 2.27). Первоначальный диаметр скважины (130—300 мм) в результате обработки серий разрядов увеличивается, в зависимости от энергии разряда и гидрогеологических условий площадки, в 2 раза и более. При этом уплотняются окружающие грунты и снижается пористость в зоне воздействия ударного импульса (рис. 2.28).

Данная технология предусматривает обработку инъекционного раствора в скважине с забоя к устью и обратно серий высоко-

вольтных электрических разрядов [27]. Возникающий при этом электрогидравлический эффект уплотняет окружающий грунт, снижает его пористость в зоне воздействия ударного импульса и формирует тело сваи. Для осуществления электрического разряда в жидкости применяются специальные установки, основным элементом которых является генератор импульсных токов (ГИТ), включающий: трансформатор, выпрямитель, накопитель энергии, коммутатор и блок управления. ГИТ соединяют с излучателем энергии, установленным в скважине, заполненной литой бетонной смесью. Процесс разряда происходит следующим образом: электрическая энергия переменного тока напряжением 220–380 В повышается до 10,0 кВ. Электрическая энергия постоянного тока и высокого напряжения до 60,0 кДж накапливается в накопителе энергии, представляющем собой блок конденсаторных батарей.

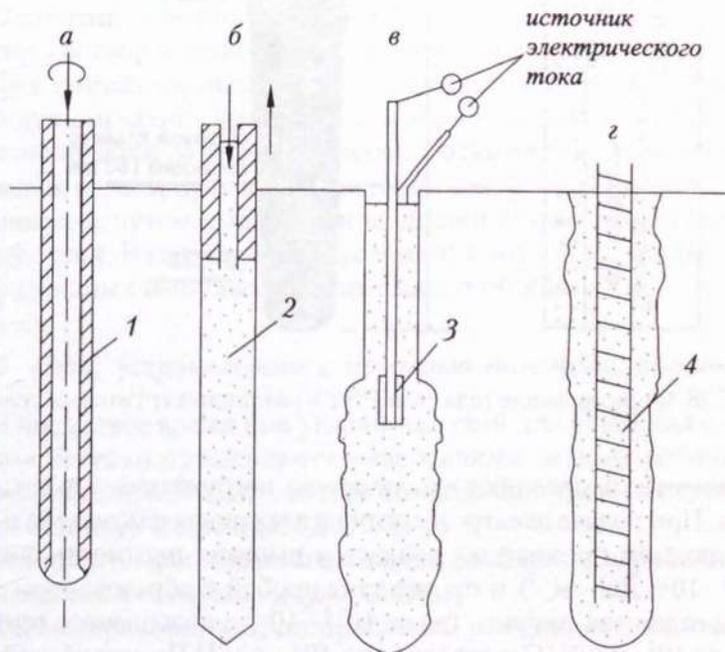


Рис. 2.27. Схема устройства сваи РИТ: *а* – бурение лидерной скважины; *б* – заполнение скважины бетонной смесью; *в* – обработка скважины электрическими импульсами; *г* – установка армокаркаса: 1 – шнек; 2 – бетонная смесь; 3 – излучатель; 4 – армокаркас

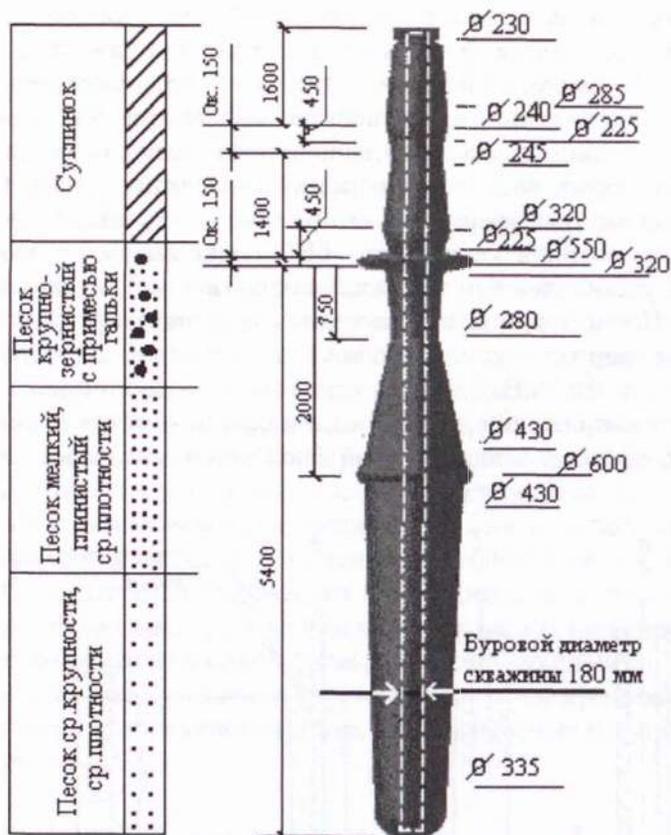


Рис. 2.28. Формирование тела сваи РИТ в различных грунтовых условиях

Эту энергию направляют к излучателю, погруженному в бетонную смесь. При подаче электроэнергии на электроды излучателя в межэлектродном промежутке создается высокая плотность энергии ( $10^{13} - 10^{14}$  Дж  $\cdot$  м $^{-3}$ ) и происходит пробой с образованием плазменного канала разряда, где за  $10^{-4} - 10^{-5}$  с повышается температура до  $10^4 - 4 \cdot 10^5$  °С и давление до  $10^8 - 3 \cdot 10^{13}$  Па, что обеспечивает скорость канала расширения разряда до сотен м/с, образование и распространение в окружающей среде волн сжатия. На этой стадии происходит преобразование запасенной электрической энергии в энергию электродинамических возмущений, что приводит к

расширению канала разряда в парогазовую полость (камуфлетное уширение). Когда давление в полости станет меньше гидростатического давления бетонной смеси, начинается процесс «схлопывания» полости и заполнения ее свежей порцией пластичной бетонной смеси. Ударная волна, давление в парогазовой полости и энергия приведенных в движение масс уплотняют грунт, увеличивая сечение свай. В зависимости от конкретных условий подбирается оптимальная энергия электрического разряда: для цементации кирпичной и бутовой кладки стен энергию, как правило, назначают в пределах 0,3–1,5 кДж, а частоту разрядов 10–150 в минуту; для цементации фундаментов и зоны контакта «фундамент–грунт» — 5–15 кДж; для уплотнения грунта и изготовления свай — 20–60 кДж на импульс, частота разрядов 3–20 импульсов в минуту. Разрядно-импульсную обработку осуществляют до оптимального уплотнения грунта вокруг скважины.

О степени уплотнения грунта судят по величине, на которую оседает раствор в устье скважины после очередного разряда.

Для снижения негативного динамического воздействия на конструкции здания максимальная величина запасаемой энергии устанавливается по результатам обработки данных сейсмических сигналов, регистрируемых в грунте и конструкциях здания, и эмпирическим путем выбирается щадящий режим динамического воздействия. В связи с этим в условиях плотной застройки энергия разрядных импульсов не превышает 60 кДж.

#### **2.4.5. Сваи, устраиваемые с помощью пневмопробойников**

В последнее время при устройстве свай для усиления фундаментов нередко применяются реверсивные пневмопробойники, разработанные в Институте горного дела Сибирского отделения Академии наук России (ИГД СО РАН).

Технология формирования набивных свай пневмопробойником заключается в следующем (рис. 2.29):

- пневмопробойником до проектной отметки проходит лидерная скважина;
- лидерная скважина заполняется полусухой бетонной смесью;
- тот же пневмопробойник опускается в скважину, заполненную бетонной смесью, и снова проходит ее до проектной отметки, вдавливая бетон в стенки скважины;

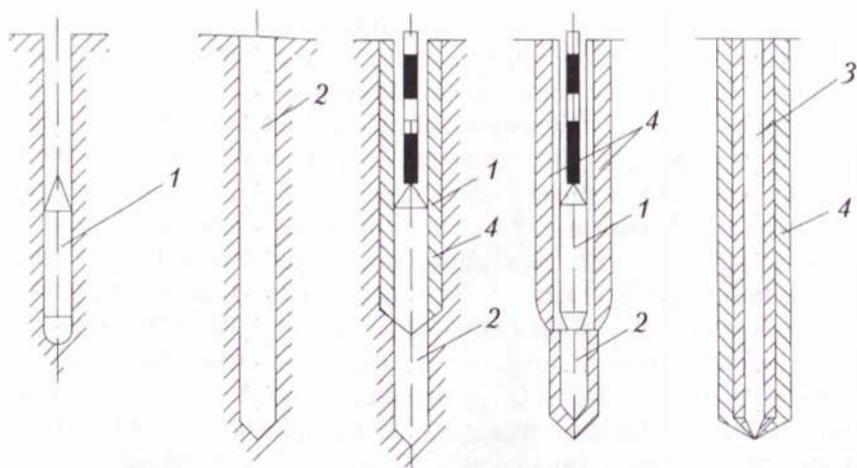


Рис. 2.29. Технология устройства набивных свай пневмопробойником: 1 — пневмопробойник; 2 — полусухая бетонная смесь; 3 — литая бетонная смесь; 4 — уплотнённый слой

- образовавшуюся полость заполняют литым бетоном;
- в литой бетон погружается арматура.

С помощью пневмопробойников возможно усиление фундаментов с помощью трубобетонных свай по технологии, описанной в [79] и в главе 1.3, а также щебеночных свай (рис. 2.30). Для этого буровым станком устраиваются лидерные наклонные скважины на глубину, соответствующую отметке верхнего обреза фундамента. Затем в каждую скважину устанавливается пневмопробойник, который пробивает ее на глубину 1–2 м ниже подошвы фундамента, после чего пневмопробойник извлекается. В пробитую скважину слоями по 30–60 см засыпаются порции мелкого щебня. Каждая порция пневмопробойником втрамбовывается в грунт, образуя под фундаментом уплотненную область. Процесс повторяется до достижения расчетной глубины уплотнения, после чего щебеночные сваи цементируются.

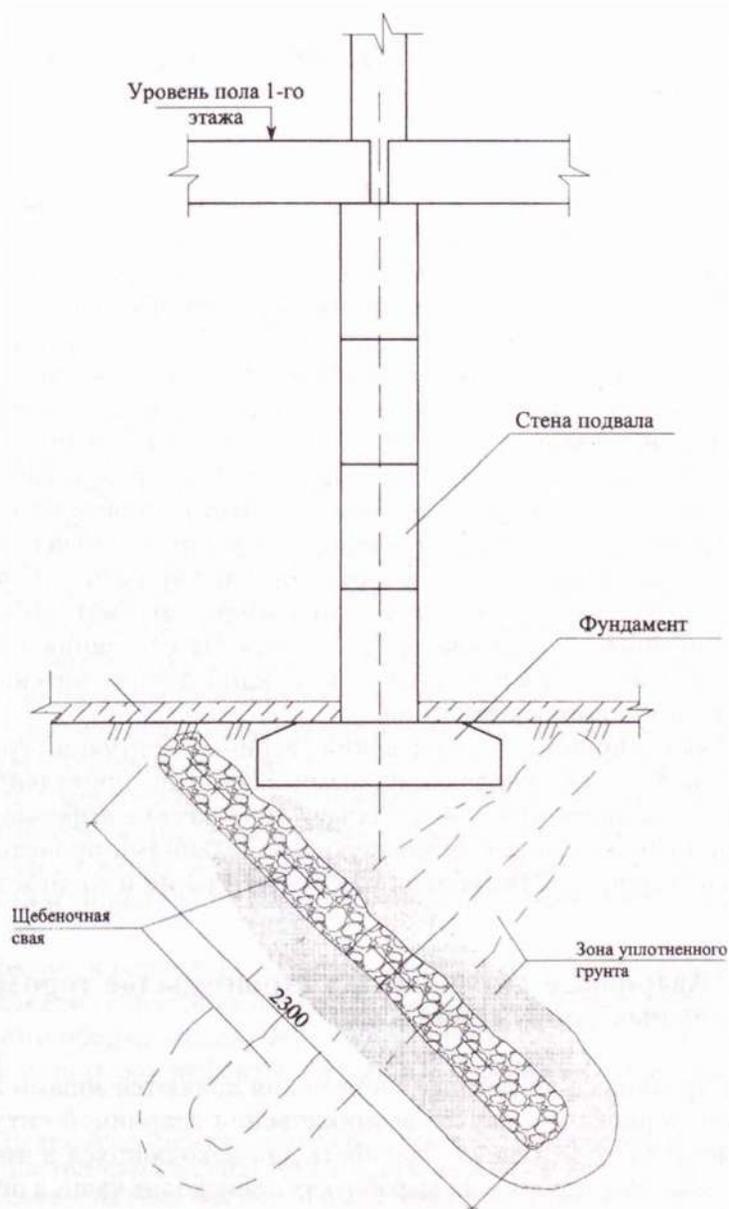


Рис. 2.30 Усиление основания фундаментов административного здания на Волгоградском просп. в Москве щебеночными сваями

## Часть III

# ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Инженерное освоение подземного пространства для развития инфраструктуры современного города во многих случаях сдерживается сложностью и высокой стоимостью возведения ограждающих конструкций подземного сооружения при сохранении окружающей застройки. Для того, чтобы избежать деформирования прилегающих зданий, необходимо не только обеспечить их превентивное усиление в зоне риска и ограничить по интенсивности или, по возможности, исключить те воздействия, которые не могут быть нейтрализованы современными средствами защиты зданий, но и вести наблюдение за этими зданиями весь период строительства, а также в течение, как минимум, года с момента его завершения. При разработке методов усиления и средств защиты необходимо учитывать, что применяемые методы и средства должны быть адекватны фактическому состоянию оснований, фундаментов и наземных конструкций, а также интенсивности техногенного воздействия.

Анализ причин возникновения аварийных ситуаций со строящимися и уже эксплуатируемыми зданиями, приведенный в [72], показывает, что в 64 % случаев критические деформации и аварийные ситуации с существующими зданиями происходят в период строительства вблизи них новых зданий и сооружений.

### 3.1. Аварийные ситуации при строительстве городских подземных сооружений\*

Строящиеся подземные сооружения являются зонами повышенного риска и в случае возникновения аварийной ситуации представляют серьезную опасность для находящихся в них людей. Аварии в подземных выработках происходят чаще, а последствия их намного тяжелее, чем в других отраслях строительства:

---

\* Данная глава излагается по материалам [20].

травматизм и гибель людей, удлинение сроков строительства, большой экономический ущерб.

**Авария** — это внезапное общее или частичное повреждение оборудования, горных выработок, сооружений, различных устройств, сопровождающееся длительным (как правило, более смены) нарушением производственного процесса, работы участка или предприятия, сооружения в целом [25].

По степени наносимых убытков и размерам разрушения все аварии подразделяют на:

1. *крупные* — охватывающие все сооружение и приводящие к прекращению его строительства на длительный период времени;
2. *местные* — приводящие к разрушениям сооружения только на отдельных участках. Последствия таких аварий могут быть ликвидированы в короткие сроки.

Подземные выработки — это капитальные сооружения, срок службы которых составляет не менее 100—150 лет\*. В течение этого периода времени они должны удовлетворять требованиям эксплуатационной надежности и обеспечивать безопасность, долговечность, сохраняемость и ремонтпригодность как всего сооружения, так и отдельных его частей.

В практике строительства подземных сооружений могут происходить различные аварии, характер проявления которых определяется многочисленными факторами: протяженностью подземного сооружения и размерами его поперечного сечения, местом расположения и глубиной заложения, инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями, технологией строительства.

Обычно в первые 5—10 лет после строительства не наблюдается никаких серьезных повреждений конструкций и эксплуатационного оборудования. Через 15—25 лет после начала эксплуатации возникают дефекты, связанные с резкими колебаниями

---

\* В Великобритании проведено обследование 12 наиболее старых тоннелей, построенных в конце XVIII — начале XIX вв. Это обследование включало в себя сбор данных по изменению инженерно-геологического и экологического состояния горного массива, состоянию крепления выработок и многое другое. Предполагается, что на основании этих данных будет проведена реконструкция, которая позволит продлить эксплуатацию этих сооружений еще на 150 лет [40].

температуры воздуха на припортальных участках, агрессивными водами, обледенением, осадками основания и т.п. Через 50—70 лет проявляются последствия неудачного проектирования и строительства, явления старения материалов и пр.

Аварии в строящихся подземных сооружениях могут быть вызваны внезапными обрушениями породы в забое, разрушением и деформацией крепи и обделки, прорывами подземных вод и пльвунов, выбросами газов, пожарами и взрывами. Кроме вышеперечисленных факторов, причинами аварий могут быть: внезапная поломка горнопроходческого оборудования, столкновения или сход с рельс вагонеток и электровозов, повреждения временных инженерных коммуникаций (водопровода, электрокабелей, трубопроводов сжатого воздуха и т.п.) и оборудования (компрессоров, насосов, вентиляторов и пр.), находящихся в строящемся сооружении. Каждая авария представляет собой неконтролируемую ситуацию и может привести к тяжелым последствиям.

Самые распространенные аварии вызываются:

1. обрушениями породы;
2. затоплениями;
3. загазованностью воздуха;
4. пожарами и взрывами;
5. антропогенными воздействиями.

При строительстве открытым способом обрушение грунта обычно происходит в виде оползневых тел, ограниченных плоскостями скольжения.

Обрушения и оползания приводят к подвижкам и деформациям породного массива, сопровождающимися осадками дневной поверхности, потерей устойчивости фундаментов зданий и сооружений, расположенных в непосредственной близости от места аварии, повреждением наземных и подземных коммуникаций, покрытий автомобильных дорог и верхнего строения путей железных дорог.

При внезапном обрушении породы возможны гибель и травматизм обслуживающего персонала, разрушения и выход из строя строительного оборудования. Для доступа к засыпанным механизмам может осуществляться проходка вспомогательных выработок (шахтных стволов, штолен, котлованов) и выполняются работы по стабилизации породного массива путем водопо-

нижения, замораживания, тампонажа или химического закрепления. Все это сопряжено со значительными материальными затратами и увеличением сроков строительства.

Обрушения породы приводят к разрушению или чрезмерным деформациям ограждающих конструкций котлована и несущих — подземного сооружения, при которых нарушается устойчивость грунтового массива, конструкция не выполняет свои основные функции и не обеспечивает требуемых габаритных размеров.

Причиной обрушений породы служит незнание или недооценка геологических условий или неправильная интерпретация результатов измерений, что ведет к принятию ошибочных решений при проектировании и строительстве. Для своевременного обнаружения зон геологических нарушений необходимо проведение более тщательных геотехнических исследований, чем это обычно принято делать.

**Затопления** чаще всего происходят при строительстве подземных сооружений закрытым способом в неустойчивых водонасыщенных грунтах либо ниже уровня грунтовых вод в условиях повышенного гидростатического давления.

*Аварийные случаи прорывов воды или обводненной горной массы* (рыхлых водонасыщенных грунтов, обладающих плавунными свойствами) — это внезапное и усиленное их поступление в выработку, которое происходит в результате самопроизвольного либо принудительного разрушения водоупорных пород, перемычек, обваловки и коммуникаций. При внезапных прорывах воды в выработку изменяется естественный режим грунтовых вод, что может привести к нарушению устойчивости массива. Прорывы приводят к частичному или полному затоплению выработки, выводу из строя строительного оборудования, травмам и гибели персонала.

Основные источники внезапных прорывов: поверхностные водоемы (реки, озера, водохранилища), поверхностные ливневые и паводковые воды, подземные водоносные горизонты. Прорывы воды из поверхностных водоемов характеризуются огромными притоками по зонам тектонических нарушений. Прорывы ливневых и паводковых вод связаны с отсутствием ограждений на поверхности.

Прорывы воды подразделяют на воды, не содержащие механических примесей, и на загрязненные воды со значительным содержанием илистых и песчано-глинистых частиц. Наибольшую опасность представляют прорывы пльвунов, происходящие на контакте пльвуна с плотным грунтом или при недостаточной мощности плотных грунтов.

При строительстве тоннелей мелкого заложения затопления происходят чаще всего в результате разрыва магистральных водопроводов или теплотрасс, оказавшихся в зоне влияния горных работ.

Подземное строительство в условиях сильного водопритока требует принятия специальных мер по водоподавлению. Эффективность этих мер во многом зависит от степени достоверности прогноза гидрогеологической ситуации, характеризующейся расположением и режимом подземных вод, строением и свойствами грунтов. Ошибки в прогнозе гидрогеологической ситуации во многих случаях приводят к возникновению аварийных ситуаций, что значительно осложняет ведение строительных работ, снижает их темпы, а иногда вызывает частичное или полное затопление строящегося сооружения. При этом изменяется естественный режим движения грунтовых вод, что может, в свою очередь, привести к потере устойчивости породного массива.

Частичное затопление подземного объекта вызывает нарушение его нормальной эксплуатации, повреждение элементов конструкции и инженерного оборудования, а внезапное сильное затопление — аварийную ситуацию с человеческими жертвами.

**Загазованность** воздуха в строящихся подземных сооружениях выше допустимых пределов может привести к следующим аварийным ситуациям: отравлению людей, пожарам и взрывам легковоспламеняющихся и взрывоопасных веществ, газовой коррозии материала обделки и эксплуатационного оборудования.

Аварийная ситуация может быть вызвана непрогнозируемым устойчивым превышением в воздухе рабочей зоны предельно допустимых концентраций (ПДК) ядовитых, вредных инертных или взрывоопасных газов. Аварии возникают при неудовлетворительной организации проветривания, отсутствии или ослабле-

нии систематического контроля за содержанием газа в воздухе выработок.

Источником образования непригодного для дыхания человека воздуха могут служить технологические процессы (взрывные работы, искусственное замораживание грунтов и т.п.), реже — геологический состав окружающих грунтов на участке строительства. Наибольшее количество (23 %) аварийных ситуаций приходится на строительство объектов в породах, насыщенных нефтепродуктами, или газоносных, а также при ведении взрывных работ (20 %). Примерно 30 % всех аварий происходят при выполнении операций, связанных с искусственным замораживанием грунтов.

При возведении подземных объектов в газоносных породах выполняют систематический дозиметрический контроль различных газов и химических соединений. Для определения концентрации опасного даже в малых дозах оксида углерода (угарного газа) СО разработаны различные приборы: портативные переносные и автоматические стационарные устройства — анализаторы, работающие на основе использования инфракрасного излучения, электрохимические детекторы и др. Созданы разнообразные детекторы для выявления присутствия метана и определения его концентрации, работающие на основе использования различных химических и физических свойств этого газа.

Недостаток кислорода в атмосфере подземных выработок обнаруживают при помощи приборов, оборудованных электрохимическими датчиками. Для определения концентрации оксидов азота, сероводорода и аммиака применяют специализированные детекторы.

**Пожары и взрывы** могут привести к разрушению постоянных и временных конструкций, а также выходу из строя оборудования.

Аварийные ситуации в строящихся подземных сооружениях приводят к неблагоприятным экологическим последствиям: нарушениям устойчивости грунтового массива, осадкам дневной поверхности, повреждениям наземных зданий, сооружений и инженерных коммуникаций, загазованности и задымлению воздушного бассейна, повышению шума и вибрации на прилегающей территории.

### 3.2. Составляющие геотехнического сопровождения городского подземного строительства\*

На основании ранее приведенных данных видно, что безаварийное подземное строительство в условиях практически любого города, особенно его центральной части, возможно только при условии геотехнического сопровождения на всех стадиях строительного процесса.

В международной геотехнической практике принято различать три геотехнические категории, соответствующие уровню сложности геотехнической ситуации, связанной с обеспечением сохранности городской застройки при строительстве или реконструкции объекта:

I — решение задачи минимальной сложности;

II — решение рядовой задачи;

III — решение наиболее сложной задачи.

При определении геотехнической категории необходимо учитывать:

- категорию ответственности строящегося сооружения или категорию технического состояния реконструируемого объекта;
- категорию технического состояния окружающей застройки;
- категорию риска для существующей застройки, обусловленного влиянием нового строительства или реконструкции.

Категория ответственности нового строительства определяется в зависимости от класса ответственности здания или сооружения (в соответствии со СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия») по *табл. 3.1*.

Категория технического состояния реконструируемого здания, а также техническое состояние окружающей застройки определяются по ВСН 490-87 (*табл. 3.2*).

Категория риска определяется в рамках геотехнического обоснования проекта, учитывая: ответственность объекта строительства или техническое состояние объекта реконструкции, техническое состояние окружающей застройки и инженерно-геологические условия участка строительства (*табл. 3.3*).

К геотехнической категории I относят:

- реконструкцию здания без увеличения нагрузок на основании и изменения его статических условий работы (без устройства новых фундаментов, углубления существующих подвалов и

---

\* Данная глава излагается по материалам [72].

т.д.) при условии, что техническое состояние здания оценивается категорией I;

- новое строительство зданий, сооружений и инженерных коммуникаций, оцениваемых категорией ответственности I и не оказывающих статических и техногенных воздействий на окружающую застройку.

**Таблица 3.1. Категории ответственности нового строительства**

Категория ответственности	Класс ответственности зданий и сооружений по СНиП 2.01.07-85*	Дополнения к перечню СНиП 2.01.07-85*
I	Класс III: здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение: склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственной продукции, удобрений, химикатов, угля, торфа и др., теплицы, парники, одноэтажные жилые дома, опоры проводной связи, опоры освещения населенных пунктов, ограды, временные здания и сооружения	Заглубленные инженерные коммуникации и подземные сооружения, имеющие ограниченное значение
II	Класс II: здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение (объекты промышленного, сельскохозяйственного, жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III классы)	Заглубленные или подземные инженерные коммуникации и подземные сооружения, имеющие важное значение
III	Класс I: основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное значение: главные корпуса ТЭС и АЭС, центральные узлы доменных печей, дымовые трубы высотой более 200 м, телевизионные башни, сооружения магистральной первичной сети ЕАСС, резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью свыше 10 тыс. м <sup>3</sup> , крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т.п.	Заглубленные или подземные сооружения и пешеходные коммуникации; инженерные коммуникации и подземные сооружения, имеющие особо важное значение

**Таблица 3.2. Категории технического состояния здания или сооружения (по ВСН 490-87)**

Сооружения	Категория по состоянию	Деформации в конструкциях
Производственные и каркасные здания с полным каркасом	I	В элементах каркаса повреждений нет. В ограждающих кирпичных стенах или стыках панелей местные трещины до 1 мм без признаков сдвига. Фундаменты в хорошем состоянии
	II	В элементах каркаса имеются местные трещины до 0,5 мм. Трещины в стыках стен и заделках перекрытий до 1 мм, в ограждающих конструкциях — до 5 мм при наличии признаков сдвигов. Относительная разность осадок фундаментов зданий со стальным каркасом с заполнением более 0,0001, для остальных зданий — не более 0,0003. Фундаменты незначительно повреждены
	III	В элементах каркаса непрерывные трещины до 1 мм. Трещины в стенах более 5 мм, смещения в стыках и заделках перекрытий до 5 мм. Относительная разность осадок фундаментов зданий со стальным каркасом с заполнением более 0,0001, для остальных зданий — не более 0,0003. Фундаменты имеют существенные повреждения, разрушения раствора и материала
Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	I	В несущих конструкциях зданий повреждений нет. В ограждающих стенах местные трещины и сколы до 0,5 мм без смещений. Фундаменты в хорошем состоянии
	II	В несущих конструкциях трещины до 0,5 мм, в стенах из кирпича и крупных блоков — до 3 мм. Относительная разность осадок до 0,005. Фундаменты незначительно повреждены
	III	В несущих конструкциях сплошные трещины свыше 1 мм, в стенах из кирпича и крупных блоков — до 5 мм. Относительная разность осадок фундаментов свыше 0,005. Фундаменты имеют существенные повреждения, разрушения раствора и материала

*См. продолжение*

Сооружения	Категория по состоянию	Деформации в конструкциях
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	I	В несущих стенах повреждений нет, в ограждающих кирпичных стенах и стыках панелей местные трещины до 1 мм без признаков сдвигов. Фундаменты в хорошем состоянии
	II	В несущих кирпичных стенах и узлах сопряжений трещины до 3 мм непрерывные в пределах конструкции при наличии признаков сдвигов. Относительная разность осадок фундаментов панельных зданий до 0,0008, кирпичных и блочных зданий без армирования до 0,001, зданий с устройством железобетонных поясов — до 0,0014. Крен не более 0,003. Фундаменты незначительно повреждены
	III	Сквозные трещины в стенах, смещения в заделках и стыках более 3 мм. Относительная разность осадок фундаментов панельных зданий свыше 0,0008, кирпичных и блочных зданий без армирования — более 0,001, зданий с устройством железобетонных поясов — более 0,0014. Крен более 0,003. Фундаменты имеют существенные повреждения, разрушения раствора и материала
Высокие жесткие сооружения, дымовые трубы	I	В железобетонных конструкциях местные трещины до 0,5 мм. Признаки сдвигов в заделках и стыках отсутствуют
	II	В железобетонных конструкциях сооружений трещины до 0,5 мм, в стыках сборных железобетонных конструкций — до 1,0 мм. В кирпичной кладке трещины до 2 мм. Крен не более 0,002. Фундаменты незначительно повреждены
	III	В железобетонных конструкциях сооружения трещины до 1 мм. Крен более 0,002. Фундаменты имеют существенные повреждения, разрушения раствора и материала

**Таблица 3.3. Определение категории риска при реконструкции и новом строительстве в условиях городской застройки**

Категория риска для существующей застройки	При реконструкции	При новом строительстве
I	Реконструкция здания или сооружения осуществляется без увеличения нагрузки на основание и без изменения статических условий работы основания	Окружающая застройка находится вне зоны влияния строящегося объекта (по статическим условиям работы его основания, а также по воздействию техногенных факторов, в том числе при производстве работ)
II	Реконструкция здания или сооружения предполагает изменение нагрузок на существующие фундаменты и (или) изменение статических условий работы основания без его перегрузки; соблюдается критерий по допустимым дополнительным деформациям реконструируемого здания и окружающей застройки	Окружающая застройка находится вне зоны влияния строящегося объекта по статическим условиям работы основания, но попадает в зону влияния техногенных факторов, связанных, в том числе, с производством работ (соблюдается критерий по допустимым деформациям окружающей застройки без проведения мероприятий по ее усилению)
III	Реконструкция здания или сооружения предполагает изменение нагрузок на существующие фундаменты и (или) изменение статических условий работы основания, которое приводит к перегрузке основания; при существующих фундаментах не соблюдается критерий по допустимым деформациям реконструируемого здания и окружающей застройки	Окружающая застройка находится в зоне влияния строящегося объекта (не соблюдается критерий по допустимым дополнительным деформациям окружающей застройки без проведения мероприятий по ее усилению)

Геотехническая категория II распространяется на сочетания категорий, не вошедшие в геотехнические категории I и III.

К геотехнической категории III относятся такие сочетания, в которых хотя бы одна компонента представлена категорией III. Исключениями являются случаи, когда имеет место категория I риска, а ответственность объекта нового строительства или технического состояние реконструируемого здания характеризуются категориями I и II. Этим случаям соответствуют геотехнические категории I и II.

Таким образом, строительство подземных сооружений в условиях городской застройки относится к третьей, наивысшей по сложности, геотехнической категории. К строительству объектов этой категории предъявляют особые требования, одним из которых является геотехническое обеспечение всех стадий строительного процесса.

Полный геотехнический комплекс работ должен включать в себя:

1. предпроектное инженерное обследование площадки строительства и соседних зданий, попадающих в зону возможного риска;
2. геотехнический прогноз возможных деформаций зданий в процессе ведения реконструкционных работ и в период дальнейшей эксплуатации;
3. моделирование наиболее опасных ситуаций на стадии проектирования, включая проект организации и производства работ;
4. расчеты по предельным состояниям системы «сооружение–основание»;
5. проектирование усиления оснований, фундаментов и строительных конструкций окружающих зданий;
6. геотехническое обоснование применимости различных технологий строительства подземных сооружений и усиления прилегающих зданий;
7. научное сопровождение сложных технологий;
8. геотехнический мониторинг на стадии производства строительных работ;
9. контроль качества работ.

Учитывая цели и задачи настоящего пособия, далее будут более подробно рассмотрены лишь пункты 6, 8, 9 комплекса геотехнических работ.

### 3.3. Геотехническое обоснование применимости различных технологий строительства

Геотехническое обоснование разрабатывается для строительства II и III категорий сложности и содержит в себе нижеследующие компоненты.

1. Критерии, позволяющие отличить допустимые техногенные воздействия от недопустимых. Основным критерием допустимого воздействия является условие:

$$\sum_i S_{adt\ i} < S_{adt\ u},$$

где  $S_{adt\ i}$  — осадка от  $i$ -го техногенного воздействия;  $S_{adt\ u}$  — предельно допустимая дополнительная осадка примыкающего здания в период ведения строительных работ на объекте, определяемая расчетом, но не превышающая требований действующих строительных норм и правил.

2. Перечень факторов риска, к которым относятся:

- технологии в целом;
- отдельные технологические операции;
- ситуации, связанные со статическим и динамическим нагружением или разгрузкой основания в ходе строительных работ, снижением уровня подземных вод и пр.

К факторам риска относят все технологические операции, связанные с ударным, вибрационным или статическим воздействием на основание строящегося здания и окружающую застройку.

3. Размеры зон влияния каждого фактора риска (зоны риска), которые могут быть определены теоретически в рамках геотехнического обоснования проекта или назначены исходя из результатов технологических испытаний, проведенных на данной строительной площадке или принятые по аналогам. Полученные таким образом значения размеров зон риска при использовании таких технологий, как например, по забивке и вибропогружению свай и шпунта, должны быть проверены на соответствие значениям, указанным в действующей нормативной литературе.

4. Особые требования к очередности выполнения различных работ на объекте. Технологическая последовательность выполнения строительных операций на объекте должна быть увязана с требованиями обеспечения безопасности окружающей застройки.

5. Параметры щадящих режимов производства работ. Эти параметры, например, частота работы вибропогружателя, высота грунтовой пробки, оставляемой в обсадных трубах при бурении скважин для буронабивных свай, давление нагнетания при инъекционном закреплении грунтового массива и пр., в первом приближении могут определяться расчетным путем или по нормативной и справочной литературе. Их уточнение для условий конкретной площадки должно выполняться по результатам технологических испытаний по всем видам работ, отнесенным к факторам риска.

6. Вопросы обеспечения и контроля качества работ. Эти работы регламентируются действующими нормативными документами и были описаны в главе 1.1 настоящего пособия

7. Требования к геотехническому мониторингу за состоянием окружающей застройки и возводимых конструкций.

На первом этапе геотехническое обоснование разрабатывают на основании нормативных документов и результатов численного моделирования различных технологических ситуаций, а также имеющегося опыта производства рассматриваемых видов работ в аналогичных условиях. При отсутствии или недостатке такого опыта необходимо выполнение технологических испытаний, по результатам которых уточняется обоснование.

Для сложных инженерно-геологических условий либо при наличии ветхой окружающей застройки и при отсутствии достаточного опыта применения технологий, указанных в проекте, обоснование должно быть апробировано на опытной площадке посредством специальных технологических испытаний и наблюдений в натурных условиях.

### **3.4. Геотехнический мониторинг**

Разработка обоснованного конструктивного решения и щадящей технологии работ является необходимым, но недостаточным условием успешного выполнения строительных работ. На процесс производства работ влияют: квалификация ИТР и рабочих, состояние имеющейся строительной техники, соблюдение проектных решений, включая ПОС и ППР, а также требований техники безопасности. Кроме этого необходимо учитывать степень

приближения расчетных схем, использованных при проектировании и геотехническом обосновании, к реальным условиям работы грунта, конструкций и производства строительных работ.

Таким образом, геотехнический мониторинг является инструментом оперативного управления производством работ нулевого цикла.

Цель **геотехнического мониторинга** — обеспечение надежности возводимой конструкции, сохранности окружающей территории, застройки и коммуникаций.

В процессе мониторинга:

- определяют абсолютные и относительные величины деформаций и сравнивают их с расчетными значениями;
- выявляют причины возникновения и степени опасности деформаций для нормальной эксплуатации прилегающих зданий и сооружений; принимают своевременные меры по борьбе с возникающими деформациями или устраняют их последствия;
- получают необходимые характеристики устойчивости оснований и фундаментов как существующих, так и строящихся зданий;
- уточняют расчетные данные физико-механических характеристик грунтов;
- уточняют методы расчета и установления предельных допустимых величин деформаций для различных грунтов оснований и типов зданий и сооружений.

Измерения деформаций оснований фундаментов реконструируемых зданий и сооружений следует проводить в течение всего периода строительства и во время эксплуатации до достижения условной стабилизации деформаций.

Система мониторинга на строительной площадке предусматривает установку контрольно-измерительной аппаратуры для проведения натурных наблюдений за состоянием сооружений как в процессе строительства, так и в период их эксплуатации для оценки надежности системы «сооружение — основание», своевременного выявления дефектов, предотвращения аварийных ситуаций, а также для оценки правильности результатов прогноза, принятых методов расчета и проектных решений. Техническая эффективность усиления фундаментов реконструируемых и аварийных зданий оценивается по материалам геодезического на-

блюдения за их осадками и кренами. Снижение скорости осадок и полная их стабилизация достигаются после включения в работу усилительных элементов.

При проведении мониторинга определяется состояние конструкций реконструируемых зданий, а также влияние на них строительно-монтажных работ.

В процессе измерений деформаций оснований фундаментов должны быть определены (отдельно или совместно) следующие величины:

- вертикальные перемещения (осадки, просадки, подъемы);
- горизонтальные перемещения (сдвиги);
- крены.

Наблюдения за деформациями оснований фундаментов следует производить в следующей последовательности:

- разработка программы измерений;
- выбор конструкции, места расположения и установка исходных геодезических знаков высотной и плановой основы;
- осуществление высотной и плановой привязки установленных исходных геодезических знаков;
- установка деформационных марок на зданиях и сооружениях;
- инструментальные измерения величин вертикальных и горизонтальных перемещений и кренов;
- обработка и анализ результатов наблюдений.

Перед началом измерений вертикальных перемещений фундаментов необходимо установить:

- реперы — исходные геодезические знаки высотной основы;
- деформационные марки — контрольные геодезические знаки, размещаемые на зданиях и сооружениях, для которых определяются вертикальные перемещения.

Точность наблюдений должна соответствовать I классу.

Число реперов должно быть не менее трех. Реперы должны размещаться (ГОСТ 24846-81):

- в стороне от проездов, подземных коммуникаций, складских и других территорий, где возможно разрушение или изменение положения репера;
- вне зоны распространения давления от здания или сооружения;
- вне пределов влияния подземных выработок, карстовых образований и других неблагоприятных инженерно-геологических и гидрогеологических условий;

- на расстоянии, исключающем влияние вибрации от транспортных средств, машин, механизмов;
- в местах, где в течение всего периода наблюдений возможен беспрепятственный и удобный подход к реперам для установки геодезических инструментов.

После установки репера на него передается высотная отметка от ближайших пунктов государственной или местного значения геодезической высотной сети.

В процессе измерения деформаций следует контролировать устойчивость исходных реперов для каждого цикла наблюдений.

Деформационные марки для определения вертикальных перемещений устанавливаются в нижней части несущих конструкций по всему периметру здания (сооружения), в том числе на углах, в местах примыкания продольных и поперечных стен, на поперечных стенах в местах пересечения их с продольной осью, на несущих колоннах.

Перед началом измерений горизонтальных перемещений и кренов фундамента или здания (сооружения) в целом необходимо установить:

- опорные знаки в виде неподвижных в горизонтальной плоскости столбов, снабженных центровочными устройствами в верхней части знаков для установки геодезического инструмента; в качестве опорных знаков допускается использование обратных отвесов и реперов;
- деформационные марки, размещаемые непосредственно на наружных и внутренних частях зданий или сооружений;
- ориентирные знаки в виде неподвижных в горизонтальной плоскости столбов; в качестве ориентирных знаков допускается использование пунктов триангуляции или удобных для визирования точек зданий и сооружений.

В процессе измерений горизонтальных перемещений и кренов следует контролировать устойчивость пунктов опорной сети для каждого цикла наблюдений.

В случае появления в несущих конструкциях зданий и сооружений трещин необходимо вести систематическое наблюдение за их развитием с тем, чтобы выяснить характер деформаций и степень их опасности для дальнейшей эксплуатации объекта.

При наблюдениях за развитием трещины по длине ее концы следует периодически фиксировать поперечными штрихами, на-

несенными краской, рядом с которыми проставляется дата осмотра.

При наблюдениях за раскрытием трещин по ширине следует использовать измерительные или фиксирующие устройства, прикрепляемые к обеим сторонам трещины: маяки, щелемеры, рядом с которыми проставляются их номера и дата установки.

При ширине трещины более 1 мм необходимо измерять ее глубину.

В программе мониторинга указываются:

- цели мониторинга;
- зона его действия;
- предмет мониторинга (контроль за осадками, параметрами колебаний, уровнем подземных вод и т.д.);
- периодичность и сроки проведения мониторинга;
- механизм остановки работ при возникновении неблагоприятных условий.

По результатам измерений деформаций следует составлять технический отчет, который должен включать:

- краткое описание цели измерения деформаций на данном объекте;
- характеристики геологического строения основания и физико-механических свойств грунтов;
- конструктивные особенности зданий (сооружений) и их фундаментов;
- планы зданий или сооружений с указанием мест расположения деформационных марок; опорных и ориентирных знаков, устройств для измерения величин развития трещин;
- описание примененной методики измерений;
- перечень факторов, способствующих возникновению деформаций;
- выводы о результатах наблюдений.

## Часть IV

# МАШИНЫ И ОБОРУДОВАНИЕ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГОРОДСКИХ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

## 4.1. Производство земляных работ

### 4.1.1. Экскаваторы

Производительность строительной машины подразделяют на конструктивную, техническую и эксплуатационную.

*Конструктивная производительность*  $\Pi_k$  характеризует возможности машины при работе на расчетном грунте:

$$\Pi_k = 60qn, \quad (4.1)$$

где  $q$  — геометрическая вместимость ковша (по паспорту машины),  $\text{м}^3$ ;  $n$  — максимальное число рабочих циклов в 1 мин (для данных условий),

$$n = \frac{60}{t_{\text{ц}}}, \quad (4.2)$$

$t_{\text{ц}}$  — минимальная продолжительность рабочего цикла, с.

Минимальную продолжительность рабочего цикла определяют при разработке грунта III группы трудности при нормальной высоте забоя для прямой и обратной лопат и средней для драглайна, коэффициенте наполнения ковша не менее 1, повороте платформы  $90^\circ$ , выгрузке в отвал и максимальном совмещении рабочих операций.

*Техническая производительность*  $\Pi_m$  равна объему грунта определенной группы в плотном теле, разработанного экскаватором за 1 ч непрерывной работы в конкретных условиях без учета перерывов, простоев и перемещений:

$$\Pi_m = \Pi_k K_e = \Pi_k K_n K_p, \quad (4.3)$$

где  $K_e$  — коэффициент использования вместимости ковша, равный отношению грунта в плотном теле в ковше к геометрической

вместимости ковша;  $K_n$  — коэффициент наполнения ковша, равный отношению объема разрыхленного грунта в ковше к вместимости ковша (табл. 4.3);  $K_p$  — коэффициент разрыхления, равный отношению объема грунта в плотном теле к объему, который он занимает после разрыхления.

Эксплуатационная производительность  $\Pi_э$  равна объему разработанного экскаватором грунта данной группы за единицу времени с учетом организации и характера производственного процесса и может быть рассчитана:

$$\Pi_э = \frac{60k_b Wm}{T}, \quad (4.4)$$

где  $k_b$  — коэффициент использования сменного времени, равный 0,8–0,9 при работе в отвал, 0,7–0,75 при работе на транспорт;  $W$  — вместимость единицы подвижного состава (табл. 4.2);  $m$  — число единиц в составе;  $T$  — время погрузки состава, мин.

$$T = \frac{60Wm}{\Pi_m k_m} + t_1 + t_2 m + \frac{t_3 Wm}{l_n \omega}, \quad (4.5)$$

$k_m$  — коэффициент квалификации машиниста;  $t_1$  и  $t_2$  — интервалы в подаче, соответственно, состава и очередной единицы состава под погрузку, мин;  $t_3$  — время передвижки экскаватора на очередную стоянку, мин;  $l_n$  — длина передвижки, мин;  $\omega$  — площадь груди забоя, м<sup>2</sup>.

Сменная эксплуатационная производительность  $\Pi_{э,см}$  определяется:

$$\Pi_{э,см} = m\Pi_T k_b, \quad (4.6)$$

$m$  — число часов в смене.

Выбор транспортных средств для транспортирования грунта определяется технологическими параметрами автосамосвала и экскаватора:

- грузоподъемность и вместимость кузова автосамосвала должны обеспечивать для нормальной работы экскаватора погрузку грунта от трех до шести ковшей;
- высота борта кузова автосамосвала и его размеры в плане должны соответствовать размерной группе экскаватора.

Число ковшей экскаватора, необходимое для загрузки кузова самосвала, равно:

$$n = \frac{Q}{\rho e K_H}, \quad (4.7)$$

где  $Q$  — грузоподъемность автомобиля, т;  $\rho$  — плотность грунта, т/м<sup>3</sup>;  $K_H$  — коэффициент наполнения ковша;  $e$  — геометрический объем ковша, м<sup>3</sup>.

Количество необходимых транспортных средств  $H$  в зависимости от дальности транспортировки грунта определяется делением расчетной продолжительности рейса на расчетную продолжительность погрузки одного транспортного средства:

$$H = \frac{T_H + T_{уст.н} + T_p + T_{уст.р} + T_M + T_{пр}}{T_H + T_{уст.н}}, \quad (4.8)$$

$T_H$  — продолжительность погрузки транспортного средства, мин;  $T_{уст.н}$  — продолжительность установки транспортного средства под погрузку, мин;  $T_p$  — продолжительность разгрузки транспортного средства, мин;  $T_{уст.р}$  — продолжительность установки транспортного средства под разгрузку, мин;  $T_M$  — продолжительность технологических перерывов, возникающих в течение рейса (маневр, пропуск встречного транспорта при разъезде), мин;  $T_{пр}$  — продолжительность пробега транспортного средства в оба конца, мин.

Расчетная продолжительность элементов рейса ( $T_H$ ,  $T_{уст.н}$ ,  $T_p$ ,  $T_{уст.р}$ ,  $T_M$ ,  $T_{пр}$ ) уточняется для каждого объекта на основе выборочных замеров времени, отражающих фактические условия работы. Полученное число транспортных средств округляется до ближайшего целого числа.

Продолжительность погрузки транспортного средства может быть рассчитана:

$$T_H = t_u n. \quad (4.9)$$

#### 4.1.2. Бульдозеры

Эксплуатационная производительность бульдозера при разработке грунта  $P_s$  (м<sup>3</sup>/ч) рассчитывается по формуле:

$$\Pi_3 = \frac{30\alpha k_g k_y B h^2}{k_p \operatorname{tg} \alpha \left( t_H + t_{II} + \frac{l_I}{v_I} + \frac{l_{II}}{v_{II}} \right)}, \quad (4.10)$$

где  $\alpha$  — коэффициент потерь грунта при перемещении,

$$\alpha = 1 - 0,005 l_I, \quad (4.11)$$

$k_g$  — коэффициент использования сменного времени ( $k_g = 0,75 \div 0,8$ );  $k_y$  — коэффициент влияния уклона (табл. 4.6);  $t_H$ ,  $t_{II}$  — продолжительность, соответственно, набора грунта и переключения скоростей, мин;  $l_I$ ,  $l_{II}$  — расстояние, соответственно, перемещения грунта и возврата в забой, м;  $v_I$ ,  $v_{II}$  — скорость движения бульдозера, соответственно, в груженом и порожнем состояниях, м/мин;  $B$  и  $h$  — соответственно, ширина и высота отвала, м.

При планировочных работах эксплуатационную производительность бульдозера рассчитывают:

$$\Pi_3 = \frac{36000l(B \sin \gamma - 0,5)k_B}{n \left( \frac{l}{v} + 2t_1 + 2t_2 + t_{II} \right)} \quad (4.12)$$

где  $l$  — длина планируемого участка, м; 0,5 — ширина перекрытия полос, м;  $n$  — число проходов по одной полосе;  $v$  — скорость перемещения бульдозера при разравнивании грунта, м/с;  $t_1$  и  $t_2$  — продолжительность, соответственно, одного переключения скоростей (до 5 с) и одного изменения положения отвала (до 4 с);  $t_{II}$  — продолжительность поворота (до 10 с).

Затраты времени на разравнивание грунта могут быть рассчитаны:

$$t_p = \frac{F}{\Pi_3} = \frac{W}{h\Pi_3}, \quad (4.13)$$

где  $F$  — площадь, соответствующая 1 м<sup>3</sup> разгруженного грунта при толщине его разравнивания  $h_p$ ;  $W$  — объем разравниваемого грунта.

### 4.1.3. Погружение свай и шпунта

Для погружения свай и шпунта применяется оборудование, подразделяемое на основное и вспомогательное. К основному оборудованию относятся: копры и молоты для погружения свай заводского изготовления; буровые станки для изготовления буронабивных свай; крановое оборудование; автобетоносмесители. К вспомогательному оборудованию относятся машины и механизмы общестроительного назначения (автотранспортные средства, машины для земляных работ, погрузочно-разгрузочные средства, компрессоры, оборудование для сварочных работ и т.п.), свайные наголовники, инвентарные хомуты для срезки голов свай, отбойные молотки, бетонолитные трубы, бункера, бады и пр.

Сваи заводского изготовления и шпунты погружаются забивкой, вибропогружением и вдавливанием.

Существуют два основных метода погружения свай и шпунтов:

*копровой* — молот или вибропогружатель закрепляется на направляющих копровой стрелы, служащей для удержания погружаемого элемента в заданном положении в течение всего периода работы;

*бескопровой* — молот или вибропогружатель, подвешенные на крюке крана, устанавливаются на погружаемый элемент, удерживаемый в заданном положении инвентарным металлическим или деревянным кондуктором.

По конструктивным особенностям копры подразделяются на рельсовые, самоходные и навесные. Технические характеристики копровых установок приводятся ниже.

Рельсовые копры обычно применяются при погружении свай и шпунтов большой длины (порядка 20 м) и массы (до 8 т).

Навесное копровое оборудование на экскаваторах и кранах применяется для погружения элементов длиной до 14 м и массой до 6 т.

Самоходные копры на базе тракторов и трубоукладчиков применяются, в основном, для погружения элементов массой до 1 т и длиной до 12 м.

Подбор копрового оборудования производится из сочетания следующих условий:

- давление на грунт не должно превышать допустимого;
- копер должен обеспечивать заданную точность погружения свай и шпунта в плане и по вертикали;
- длина погружаемых элементов не должна превышать полезной высоты стрелы;
- грузоподъемность копра должна быть не менее суммы масс погружаемого элемента, наголовника и полной массы молота или вибропогружателя.

Выбор молота (в первом приближении) производится по отношению веса ударной части молота к весу погружаемого элемента, которое должно быть для штанговых дизель-молотов и молотов одиночного действия не менее 1,5 в плотных глинистых грунтах, 1,25 — в грунтах средней плотности, 1 — в слабых водонасыщенных грунтах.

Более точный выбор молота может быть выполнен исходя из принятой в проекте расчетной нагрузки на сваю или шпунт. Минимальная энергия удара  $E_d$  определяется по формуле:

$$E_d = 1,75\alpha F, \quad (4.14)$$

где  $\alpha$  — коэффициент, равный 25 Дж/кН;  $F$  — расчетная нагрузка на погружаемый элемент.

Затем по таблицам технических характеристик молота подбирается такой молот, энергия удара которого соответствует минимальной. Далее производится проверка пригодности принятого молота из условия:

$$\frac{G_h + G_b}{E_p} \leq k_m, \quad (4.15)$$

где  $E_p$  — расчетная энергия удара, Дж;  $G_h$  — полный вес молота, Н;  $G_b$  — вес погружаемого элемента, наголовника и подбабка, Н;  $k_m$  — коэффициент, принимаемый для погружения свай: для трубчатых дизель-молотов и молотов двойного действия равным 6, для молотов одиночного действия и штанговых дизель-молотов — 5, для подвесных молотов — 3; при погружении стального шпунта значения коэффициента  $k_m$  увеличиваются в 1,5 раза.

При выборе молотов для погружения наклонных элементов, энергию удара  $E_d$  необходимо увеличить: при наклоне сваи или шпунта 5:1 в 1,1 раза, при наклоне 3:1 в 1,25 раза, при наклоне 1,1 в 1,7 раза.

Необходимую марку вибропогружателя в зависимости от грунтовых условий и глубины погружения подбирают по отношению  $K_0/G_b$ , где  $K_0$  — статический момент массы дебалансов;  $G_b$  — суммарная масса погружаемого элемента, наголовника и вибропогружателя, кг. Для вибропогружателей со скоростью вращения дебалансов 300–500 мин<sup>-1</sup> отношение  $K_0/G_b$  должны быть не менее приведенных в нижеследующей таблице.

**Значения соотношения  $K_0/G_b$**

Прорезаемые грунты	$K_0/G_b$ , см, при глубине погружения, м	
	до 15	более 15
Водонасыщенные пески, илы, мягко- и текуче-пластичные глинистые грунты	0,8	1,0
Влажные пески, туго- и мягкопластичные глины и суглинки	1,1	1,3
Твердые и полутвердые глины, пески гравелистые	1,3	1,6

**4.1.4. Возведение «стены в грунте»**

Расчет производительности проходки траншеи для «стены в грунте» при последовательном фрезеровании забоя по вертикали под защитой бентонитового раствора может быть выполнен по следующей методике [42].

Производительность проходки траншеи (м траншеи/ч) определяется по формуле:

$$P = \frac{k_t L_{cp} h}{100H}, \quad (4.16)$$

где  $H$  — глубина траншеи, м;  $L_{cp}/H$  — количество последовательных перемещений агрегата за 1 ч;  $L_{cp}$  — средняя скорость фрезерования забоя по вертикали, м стружки/ч;  $h$  — толщина стружки, см;  $k_t$  — коэффициент чистого времени бурения.

Толщина стружки по оси траншеи:

$$h = (0,2 \div 0,55)d, \quad (4.17)$$

где  $d$  — диаметр буримой скважины. Оптимальная толщина стружки при проходке в вязких грунтах составляет 10–15 см.

В связи с тем, что в подавляющем большинстве случаев геологический разрез траншей по вертикали неоднороден, среднюю скорость фрезерования забоя по вертикали находят как сумму скоростей фрезерования каждого слоя грунта, отнесенную к глубине траншеи:

$$L_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i H_i}{H}, \quad (4.18)$$

$L_i$  — скорость фрезерования забоя  $i$ -го слоя по вертикали трехперым долотом, м стружки/ч;  $H_i$  — толщина  $i$ -го слоя грунта по глубине траншеи, м.

Скорость фрезерования забоя трехперым долотом определяется:

$$L_i = \frac{2,4nmP_0 \text{Cos}\gamma(1-\varphi)k_n}{\sigma\sqrt{1,27F}(1-\beta)}, \quad (4.19)$$

где  $k_n$  — коэффициент снижения давления на забой,  $k_n = 0,6 \div 0,9$ ;  $m$  — коэффициент формы резца;  $n$  — число оборотов бурового инструмента, об/мин;  $\gamma$  — угол установки лезвия, град.;  $\varphi$  — относительна величина лобового притупления лезвий, для усредненной скорости бурения скважин принимается 0,4 [73];  $\sigma$  — прочность породы на одноосное сжатие, кг/см<sup>2</sup>;  $P_0$  — осевое давление на забой, кг;  $F$  — площадь поперечного сечения снимаемой стружки, см<sup>2</sup> (табл. 4.7);  $\beta$  — относительный просвет лезвий резцов.

$$\beta = \frac{\sum a}{d}, \quad (4.20)$$

$a$  — просвет между лезвиями долота, см.

$$m = \frac{\text{Cos} \frac{\alpha}{2} \left[ \text{Cos} \gamma + \text{Sin} \left( \gamma - \frac{\alpha}{2} \right) \right]}{\text{tg} \frac{\alpha}{2} + f} \quad (4.21)$$

$\alpha$  — угол приострения лезвий, для песчаных и глинистых грунтов принимается  $70^\circ$ , для пород средней крепости (известняк, мергель) —  $90^\circ$ ;  $f$  — коэффициент трения резца о породу, для песчаных и глинистых грунтов равен  $0,12-0,20$ , для мергеля —  $0,28-0,39$ , для известняка —  $0,3-0,45$ .

Коэффициент чистого времени бурения рассчитывается:

$$k_t = \frac{60-t}{60}, \quad (4.22)$$

$t$  — время, затрачиваемое на подъемы бура и перемещения агрегата в течение часа его работы, мин:

$$t = (t_1 + t_2 + t_3) \frac{L_{cp}}{H}, \quad (4.23)$$

$t_1$  — время подъема бура, мин;  $t_2$  — время перемещения агрегата, мин;  $t_3$  — время, затрачиваемое машинистом на переключение режимов работы.

$$\begin{aligned} t_1 &= \frac{H}{v_1}; \\ t_2 &= \frac{h}{100v_2}, \end{aligned} \quad (4.24)$$

$v_1$  — скорость подъема бура, м/мин;  $v_2$  — скорость перемещения агрегата, м/мин.

Среднесменная производительность, м траншеи/смену:

$$\Pi_{cm} = k_c t \Pi, \quad (4.25)$$

$t$  — продолжительность смены, ч;  $k_c$  — коэффициент использования рабочего времени в течение смены, принимается  $0,5-0,8$ .

При разработке траншеи с использованием экскаваторного оборудования расчет производится аналогично п. 4.1.1:

Ориентировочная техническая производительность одноковшового оборудования  $\Pi_m$  рассчитывается:

$$\Pi_m = 60qnk_2 \frac{t_p}{t_p + t_n}, \quad (4.26)$$

$q$  — вместимость ковша, м<sup>3</sup>;  $n$  — число циклов за 1 мин (табл. 4.8);  $k_2$  — коэффициент влияния грунта, учитывающий трудность раз-

работки грунта и степень заполнения ковша (табл. 4.9);  $t_p$  — время работы на одной стоянке, с;  $t_n$  — время перемещения, с.

Эксплуатационная производительность, м<sup>3</sup>/ч:

$$P_{\text{э}} = P_{\text{м}} k_{\text{в}}, \quad (4.27)$$

$k_{\text{в}}$  — коэффициент использования рабочего времени, равен 0,65—0,85.

## 4.2. Производство бетонных работ

При изготовлении бетонной смеси на строительной площадке необходимо правильно подобрать характеристики бетономешалки. Ее конструктивную производительность  $P_{\text{к}}$  можно определить по формуле:

$$P_{\text{к}} = Vrp, \quad (4.28)$$

где  $V$  — вместимость бетономешалки по загрузке;  $r$  — коэффициент выхода бетонной смеси, обычно принимаемый равным 0,67;  $p$  — число замесов за 1 ч, определяемое паспортом машины (для предварительных расчетов можно принимать от 15 до 18).

Или

$$P_{\text{к}} = \frac{3,6Vk}{t_{\text{з}} + t_{\text{п}} + t_{\text{р}} + t_{\text{в}}}, \quad (4.29)$$

где  $k$  — коэффициент неравномерности бетонирования, принимаемый 1,3—1,4;  $t_{\text{з}}$  — продолжительность загрузки бетономешалки, обычно принимаемая равной 15—20 с;  $t_{\text{п}}$  — продолжительность перемешивания, принимается для бетономешалок принудительного перемешивания 60 с, гравитационных, в зависимости от пластичности бетонной смеси — от 90 до 150 с;  $t_{\text{р}}$  — продолжительность разгрузки, в зависимости от принципа опорожнения составляет от 10 до 20 с;  $t_{\text{в}}$  — расход времени на возврат барабана в исходное положение, принимается равным 10—12 с.

Эксплуатационную сменную производительность определяют как

$$P_{\text{см}} = P_{\text{к}} t_{\text{см}}, \quad (4.30)$$

где  $t_{\text{см}}$  — число рабочих часов в смену,  $t_{\text{см}} = 7$ .

При доставке бетонной смеси с завода объем смеси, перевозимой за смену одним автобетоновозом, можно рассчитать:

$$Q = \frac{60qt_{cm}k}{t_{ц}}, \quad (4.31)$$

где  $q$  — объем порции бетонной смеси, перевозимой автобетоносмесителем за 1 рейс;  $k$  — коэффициент использования рабочего времени, равен 0,8–0,9;  $t_{ц}$  — продолжительность одного цикла транспортирования, равная:

$$t_{ц} = t_3 + t_{z.n} + t_6 + t_{n.n} + t_o, \quad (4.32)$$

$t_3$  — время загрузки автобетоносмесителя на заводе, принимается, в зависимости от объема, равным 5–8 мин;  $t_{z.n}$  — время грузового пробега от завода до места укладки;  $t_6$  — время выгрузки бетонной смеси, при разгрузке в приемный бункер принимается равным 3 мин, при разгрузке в приемный лоток автобетоноукладчика принимается равным времени бетонирования;  $t_{n.n}$  — время порожнего пробега от места укладки до бетонного завода;  $t_o$  — время очистки, промывки и обслуживания автомобиля, отнесенное к одному циклу, принимается равным 5 мин.

Потребное число автобетоносмесителей, необходимых для обеспечения требуемой интенсивности укладки:

$$N = \frac{It_{ц}}{q}, \quad (4.33)$$

где  $I$  — интенсивность бетонирования:

$$I = \frac{LBhk}{t}, \quad (4.34)$$

где  $L$ ,  $B$  и  $h$  — соответственно, длина, ширина и высота бетонируемого участка;  $k$  — коэффициент возможной неравномерности подачи бетонной смеси, равный 1,2–1,5;  $t$  — максимально допустимое время перерыва в бетонировании (перекрытия одного слоя последующим), обычно принимается 2–3 ч.

Уложенную бетонную смесь уплотняют глубинными (погружаемыми рабочей частью в бетонную смесь и передающими ей колебания через корпус), поверхностными (устанавливаемыми на уложенную бетонную поверхность и передающими ей колебания через рабочую площадку) и наружными (прикрепляемыми к

опалубке болтами или другими захватными устройствами и передающими колебания бетонной смеси через опалубку) вибраторами. В подземном строительстве, в основном, используются глубинные вибраторы.

Производительность глубинного вибратора  $P_g$  (м<sup>3</sup>/ч) рассчитывается в зависимости от его радиуса действия  $R_g$  (м) и толщины слоя бетонирования  $h$  (м):

$$P_g = 3600 \frac{2R_g^2 h k_g}{t_g + t_n}, \quad (4.35)$$

где  $t_g$  — время вибрирования с одной рабочей позиции, принимается 20–40 с;  $t_n$  — время перестановки вибратора с одной рабочей позиции на другую, принимается 10–15 с;  $k_g$  — коэффициент использования рабочего времени, принимается 0,75.

Необходимое количество вибраторов  $N_g$  определяют:

$$N_g = \frac{I}{P_g k}, \quad (4.36)$$

где  $k$  — коэффициент, учитывающий простои вибраторов в процессе переноса с одной рабочей позиции на другую и время отдыха работающих, принимается 0,7–0,75.

## Таблицы к IV части

**Таблица 4.1. Оптимальная высота борта автосамосвала в зависимости от типа отечественного экскаватора**

Экскаваторы	Высота борта автосамосвала от уровня стоянки экскаватора
ЭО-3322Б, Э-5015А, ЭО-3121Б, ЭО-4331А, ЭО-4121, ЭО4124, ЭО-311Г, Э652Б, ЭО-4112, Э10011Е, ЭО-5115	2,6–2,7
ЭО-5122, ЭО-5123, ЭО-6122, Э2503, Э2505	3,3–3,6

**Таблица 4.2. Объем грунта, размещаемый в кузове автосамосвала в зависимости от его плотности**

Грузоподъемность автосамосвала, т	Объем грунта в кузове автосамосвала, м <sup>3</sup> , при его плотности, т/м <sup>3</sup>	
	1,2–1,5	1,6–1,9
3,5	2,55	1,65
4	3	2,1
5	3,65	2,8
5,5	4,01	3,08
6	4,5	3,5
7	5,1	4
8	5,82	4,57
10	7,56	5,7
12	9,07	6,8
23	17	13,1
30	22,2	16,8

**Таблица 4.3. Значения коэффициента наполнения ковша  $K_n$**

Плотность грунта, т/м <sup>3</sup>	Коэффициент наполнения ковша*
1,2–1,5	0,85/0,85
1,7–1,9	0,68/0,77
2–2,3	0,45/0,68

**Таблица 4.4. Объем грунта, размещаемый в ковше экскаватора**

Емкость ковша, м <sup>3</sup>	Плотность грунта, т/м <sup>3</sup>	
	1,2–1,5	1,6–1,9
<b>Экскаваторы с гидравлическим приводом</b>		
0,4	0,36	0,32
0,5	0,43	0,38
0,65	0,55	0,5
1	0,85	0,77
1,25	1	0,9
1,6	1,36	1,23
2	1,7	1,54
2,5	2,1	1,92
3	2,55	2,31
		0,27
		0,34
		0,44
		0,68
		0,85
		1,1
		1,36
		1,7
		2

См. продолжение

\* В числителе приводится значение для канатного экскаватора, в знаменателе — для гидравлического.

Емкость ковша, м <sup>3</sup>	Плотность грунта, т/м <sup>3</sup>	
	1,2–1,5	1,6–1,9
<b>Экскаваторы с канатным приводом</b>		
0,4	0,34	0,3
0,45	0,38	0,31
0,65	0,55	0,44
1	0,85	0,68
1,25	1,06	0,85
2,5	2,12	1,7
		0,19
		0,2
		0,29
		0,45
		0,56
		1,12

Таблица 4.5. Количество ковшей экскаватора, необходимое для загрузки автосамосвала

Грузоподъемность автосамосвала, т	Вместимость ковша экскаватора, м <sup>3</sup>	Количество ковшей, необходимое для загрузки автосамосвала грунтом плотностью, т/м <sup>3</sup>		
		1,2–1,5	1,6–1,9	2–2,3
4	0,5	7/7	6/7	5/8
	0,65	5/5	5/5	4/6
	1	4/4	4/4	3/4
6	0,5	10/10	10/10	8/12
	0,65	8/8	7/8	6/10
	1	5/5	5/5	4/6
8	1,25	4/4	4/4	3/5
	0,65	11/11	9/10	9/12
	1	7/7	6/7	6/8
	1,25	6/7	5/6	5/7
	1,6	5/5	4/4	4/5

Грузоподъемность автосамосвала, т	Вместимость ковша экскаватора, м <sup>3</sup>	Количество ковшей, необходимое для загрузки автосамосвала грунтом плотностью, т/м <sup>3</sup>	
		1,2–1,5	1,6–1,9
10	0,65	13/13	12/13
	1	9/9	8/8
	1,25	7/7	6/7
	1,6	6/6	5/5
12	2	4/4	4/4
	1	11/11	9/10
	1,25	8/8	7/8
	1,6	7/7	6/7
23	2	5/5	5/5
	2,5	4/5	4/4
	1,6	13/13	11/12
	2	10/10	9/10
	2,5	8/8	7/8
	3	7/7	6/7

Таблица 4.6. Коэффициент влияния уклона

Угол уклона, град.	Значение $k_y$	
	при уклоне	при подъеме
0–5	1,00–1,33	1,00–0,67
5–10	1,33–1,94	0,67–0,50
10–15	1,94–2,25	0,50–0,40
15–20	2,25–2,68	—

**Таблица 4.7. Некоторые значения площади поперечного сечения стружки  $F$ , см<sup>2</sup>**

Толщина стружки $h$ , мм	Диаметр долота, м	
	0,5	0,6
90	480	—
100	520	670
120	620	—
150	770	980
200	1100	1260
250	1240	1500
300	1350	1790

**Таблица 4.8. Число циклов  $n$  на 1 мин для плотных грунтов при различных емкостях ковша**

Вид оборудования	0,25 м <sup>3</sup>	0,5 м <sup>3</sup>	1,0 м <sup>3</sup>	2,0 м <sup>3</sup>	3,0 м <sup>3</sup>
Обратная лопата	2,9	2,6	2,4	—	—
Драглайн	2,9	2,6	2,4	2,1	2
Грейфер	2,7	2,6	2,25	1,9	—

**Таблица 4.9. Значения коэффициента  $k_z$**

Вид оборудования	Легкие сыпучие грунты	Легкие связные грунты	Средняя глина	Тяжелая глина	Моренная глина
Обратная лопата	1—1,2	1,15—1,4	0,75—0,95	0,55—0,7	0,3—0,5
Драглайн	1—1,15	1,2—1,4	0,8—0,9	0,5—0,65	0,3—0,5
Грейфер	0,8—1,0	0,9—1,1	0,5—0,7	0,4—0,45	0,2—0,3

**Таблица 4.10. Технические характеристики пневмопробойников**

Параметры	МП-55	МП-65	МП-80	МП-145	МП-190	ИП-4601	ИП-4603
Диаметр пробиваемых скважин, мм: без расширителя с расширителем	55	65	80	145	190	135 200, 260	130 200
Длина пневмопробойника, мм	1155	1300	1365	1850	1000	1500	
Масса пневмопробойника (без расширителя и планшета), кг	14	22,5	37,5	137	93	90	90
Энергия единичного удара, Дж	20	30	55	350	490	250	250
Давление, атм.	6	6	6	6	6	6	6
Назначение	<p>Предназначены для пробивания скважин, глухих, наклонных и вертикальных скважин диаметром 55, 65, 80, 145 и 190 мм соответственно. Применяются в основном при строительстве трубопроводных и кабельных коммуникаций в стесненных условиях городской застройки: при проходке скважин под улицами, дорогами, трамвайными путями и пр.</p>						<p>Предназначен для пробивания сквазных и глухих горизонтальных, наклонных и вертикальных скважин Ø 130 мм и сквазных скважин Ø 200 мм (с применением расширителя). Может использоваться для забивания в грунт стальных труб Ø 100—120 мм. Также используется для формирования буронабивных свай, рыхления слежавшихся насыпных материалов</p>

См. продолжение

Продолжение табл. 4.10

Параметры	ИП-4605	ИП-4610	СО-134А
Диаметр пробиваемых скважин, мм: без расширителя с расширителем	95 180	55	155 245
Длина пневмопробойника, мм			155—325
Масса пневмопробойника (без расширителя и шлангов), кг	54	14	150
Энергия единичного удара, Дж	110		500
Давление, атм.	6	6	6
Назначение	Предназначен для пробивания сквозных и глухих горизонтальных, наклонных и вертикальных скважин Ø 95 мм и сквозных скважин Ø 180 мм (с применением расширителя). Может использоваться для формирования буронабивных свай, рыхления слежавшихся насыпных материалов	Предназначен для пробивания сквозных и глухих горизонтальных, наклонных и вертикальных скважин Ø 55 мм. Может использоваться для формирования буронабивных свай, рыхления слежавшихся насыпных материалов	Предназначен для пробивания сквозных и глухих горизонтальных, наклонных и вертикальных скважин Ø 155 мм. Может использоваться для забивания в грунт стальных труб Ø 155—325 мм. Также используется для формирования буронабивных свай, рыхления слежавшихся насыпных

С.м. продолжение

Параметры	СО-144А	СО-166	Одиссей
Диаметр пробиваемых скважин, мм: без расширителя с расширителем	70 100		
Длина пневмопробойника, мм	120	325—630	219—630
Масса пневмопробойника (без расширителя и шлангов), кг	28	370	
Энергия единичного удара, Дж	65	1000	2000
Давление, атм.	6	6	6
Назначение	Предназначен для пробивания сквозных и глухих горизонтальных, наклонных и вертикальных скважин Ø 70 мм и сквозных скважин Ø 100 и 120 мм (с расширителями). Может использоваться для формирования буронабивных свай, рыхления слежавшихся насыпных материалов	Предназначен для пробивания в грунт стальных труб в горизонтальном, наклонном, вертикальном направлениях. Наружный диаметр забиваемых труб 325—630 мм	Предназначен для забивания в грунт стальных труб в горизонтальном, наклонном, вертикальном направлениях. Наружный диаметр забиваемых труб 219—630 мм

**Таблица 4.11. Буровая установка BSP (Великобритания)**

Параметры	Модель BSP335T
Максимальная высота, м	23
Двигатель	Cummins M11-C335
Мощность двигателя, кВт	250
Номинальный вращающий момент, кН·м	250
Максимальное линейное усилие главной лебедки, кН	200
Габариты, м:	
рабочая ширина	4,2
максимальная рабочая высота	23,7
минимальная рабочая высота	20,7
максимальный рабочий радиус	5,27
минимальный рабочий радиус	4,16
радиус поворота задней части	4,1
Технические данные при шнековом бурении:	
максимальный диаметр, м	1,2
максимальная глубина со стандартной мачтой, м	20
максимальная глубина с удлинителем, м	25
максимальное извлекающее усилие, кН	600
рабочий вес, т	78,9
Технические данные при использовании ведущей буровой трубы:	
максимальный диаметр без обсадной трубы, м	2
максимальный диаметр с обсадной трубой, м	1,5
максимальная длина обсадной трубы, м	8
глубина бурения, м	68
напорное усилие вниз, кН	230
напорное усилие вверх, кН	300
рабочий вес, т	76,5

См. продолжение

**Бурильная установка PF1200-YS**

Наибольшая глубина бурения для вертикальных скважин, м	24
Наибольшая глубина бурения для наклонных скважин, м	23,5
Номинальная мощность двигателя, л.с	300
Диаметр бурения, мм	350—1100
Масса без бурового инструмента и обсадной трубы, т	65

**Таблица 4.12. Навесное бурильное оборудование на отечественные экскаваторы**

Параметр	Марка экскаватора	
	ВЭКС-30L	ЭО-5225
Диаметр буримых скважин, мм	300	300
	550	550
	—	630
Максимальная глубина скважин, м	5	5
	30	30
Максимальный крутящий момент на буре, кН·м	Шнековый	
	6500	6600
Тип бура	Обратная лопата с моно-блочной стрелой	
Максимальный вылет до вертикальной оси бура, мм	—	
Оборудование, на которое монтируется буровая насадка	—	

Таблица 4.13. Технические характеристики буровых установок отечественного производства

Наименование параметра	Модель					
	СО-2	СО-1200/2000	СО-1200	НБО-1	СБУ-2	БУ-1
Диаметр, мм: бурения скважин уширения основания скважины	500—600 1800	1500—1800 до 2000	1500—1800 до 2500	600—920 1600—2000	500—1000 1600	600—1200 2200
Максимальная глубина бурения, м	30	35	28	27	30	25
Частота вращения бурового инструмента, мин <sup>-1</sup>	45	21,4	23	45	30,6	23
Усилие, передаваемое буровым инструментом на забой, кН	58	90	115	80	70	100
Базовая машина	экскаватор	экскаватор	кран	кран	кран	кран
Скорость бурения скважин, м/ч	до 10	до 8	до 8	до 8	до 10	7
Габариты установки в рабочем положении, мм:						
высота	23000	16000	30000	32680	35000	29000
длина	11000	11000	9000	3000	10500	12000
ширина	3200	3200	3800	2000	4300	3800

**Таблица 4.14. Характеристики сваявдавливающих машин**

Параметр	ГСЗМ-300	ГСЗМ-200	ГСЗМ-160	РСМ-80
Развиваемое усилие вдавливания: номинальное, т	300	200	140	80
максимальное, т	300	250	160	100
на извлечение, т	170	150	120	60
Скорость вдавливания, мм/с	50	50	50	50
Максимальные габариты поперечного сечения вдавливаемого элемента, мм	600	500	400	250
Давление в гидроцилиндрах, кгс/см <sup>2</sup>	120	380	380	120
Потребляемая мощность, кВт	70	80	60	5,5
Производительность, свай в смену: при работе с грузами при креплении к ростверку при креплении к плавсредству	от 4 до 5	от 8 до 11 от 12 до 15 от 6 до 10	от 8 до 11 от 12 до 15 от 6 до 10	от 8 до 15 от 14 до 16 от 6 до 10
Вес установки, т	16,5	14	14	4,5
Габариты установки: длина, м	5,5	4,5	4,5	4,5
ширина, м	3,5	2,5	2,5	1,2
высота, м	5	3,05	3,05	1,8
Габариты установки без рамы, м	1,4×0,8×1,4	1,5	1,5	1,4×0,8×1,4
Минимальное расстояние до стены прилегающего здания, м	2			0,6

Таблица 4.15. Мини-экскаваторы НИТАСНІ

№ п.	Параметр	EX30-2	EX22-2	EX32U	EX40-2
1	Вес, кг	2790—3040	2420—2650	3060—3250	4000—4440
2	<b>Двигатель</b>				
3	модель	Kubota V1505-КА	Kubota D1105-КА	ISUZU 3LD1	Kubota V2203-КА
4	номинальная мощность	17,3 кВт (23,5 л.с.)	13,6 кВт (18,5 л.с.)	18,8 кВт (26,5 л.с.)	26,5 кВт (36,0 л.с.)
5	рабочий объем, л	1,498	1,123	1,496	2,197
6	емкость топливного бака, л	50	50	40	50
7	<b>Рабочие параметры</b>				
8	скорость, км/ч	0—3,0/4,5	0—2,0/3,7	0—3,2/4,4	0—2,8/4,5
9	угловая скорость поворотной платформы, мин <sup>-1</sup>	9,0	9,0	8,0	10,0
10	максимальный преодолеваемый подъем, град	30	30	30	30
11	усилие копания, кН	20,6	19,6	27,5	32,3
12	углы поворота стрелы, град	влево 80 вправо 50	влево 80 вправо 50	влево 51 вправо 51	влево 80 вправо 50
13	<b>Ходовая часть</b>				
14	колея машины, мм	1220	1150	1250	1450
15	бульдозерный отвал, ширина × высота, мм	1520×350	1400×350	1550×350	1850×375
16	высота поднятия/опускания бульдозерного отвала, мм	430/400	390/355	385/415	395/410

См. продолжение

Продолжение табл. 4.15

№ п.	Параметр	EX30-2	EX22-2	EX32U	EX40-2
17	<b>Геометрические параметры копания</b>				
18	длина рукояти: стандартная/длинная, мм	1270/1570	1100/1410	1170	1460/1810
19	максимальная глубина копания, стандартная/длинная, мм	2885/3185	2440/2740	2850	3385/3735
20	максимальный вылет рабочего оборудования, стандартный/длинный, мм	4810/5075	4360/4635	2850	5720/6040
21	максимальная высота разгрузки, стандартная/длинная, мм	3415/3580	3020/3230	3010	4020/4260
22	максимальная высота копания, стандартная/длинная, мм	4745/4910	4215/4425	4400	5700/5940
23	Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,1	0,07	0,13	0,17

Продолжение табл. 4.15

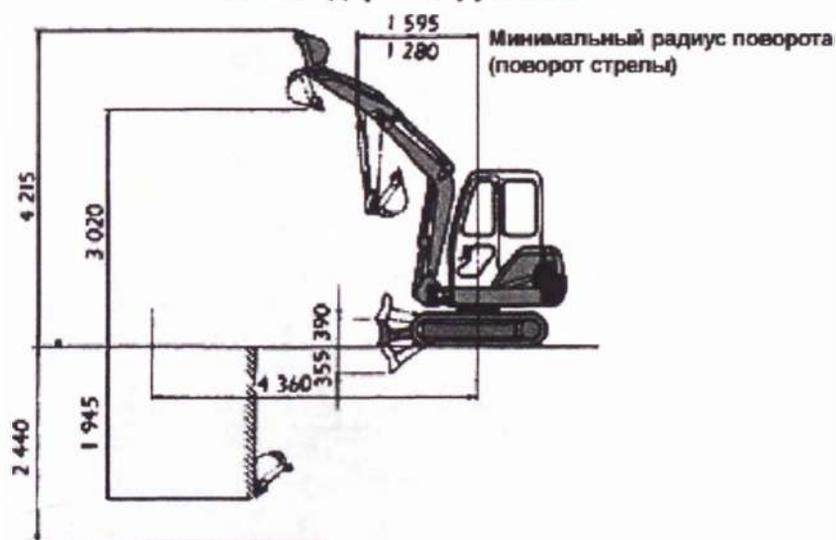
№ п.	EX45-2	EX29U	EX40U	EX50U	EX8-2	EX16-2B
1	4300—4740	3850—3050	3980—4290	4450—4770	810	1465—1615
2						
3	Kubota V2203-KA	ISUZU 3LD1	ISUZU 4LE1	ISUZU 4LE1	Kubota Z482-B	Kubota D1105-KA
4	26,5 кВт (36,0 л.с.)	16,5 кВт (22,5 л.с.)	25,5 кВт (33,3 л.с.)	27,3 кВт (37,2 л.с.)	6,4 кВт (8,7 л.с.)	12,94 кВт (17,5 л.с.)

См. продолжение

№ п.	EX45-2	EX29U	EX40U	EX50U	EX8-2	EX16-2B
5	2,197	1,496	2,179	2,179	0,482	1,123
6	50	40	50	50	20	20
7						
8	0-2,8/4,5	0-2,4/4,0	0-2,4/4,3	0-2,5/4,5	0-2,0	0-2,1/4,3
9	10,0	8,1	8,3	7,4	9,2	9,0
10	30	30	30	30	30	30
11	32,3	22,6	23,1	37,3	9,6	12,4
12	влево 80 вправо 50	влево 51 вправо 51	влево 60 вправо 80	влево 60 вправо 80	влево 90 вправо 50	влево 70 вправо 50
13						
14	1450	1250	1550	1600	720/900	1000
15	1850×375	1550×350	1950×375	2000×375	720/900×375	1000×250
16	395/410	330/370	400/365	400/365	150/175	190/220
17						
18	1500/1850	1170	1340	1340	700	930/1130
19	3585/3920	2650	3400	3600	1525	2170/2370
20	5920/6240	4700	5550	5800	2800	3680/3865
21	4145/4380	3000	3290	3515	2035	2330/2420
22	5825/6050	4240	4490	5145	2800	3260/3350
23	0,16	0,1	0,14	0,16	0,016-0,022	0,020-0,045

## ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ КОПАНИЯ (мм)

со стандартной рукоятью



с длинной рукоятью

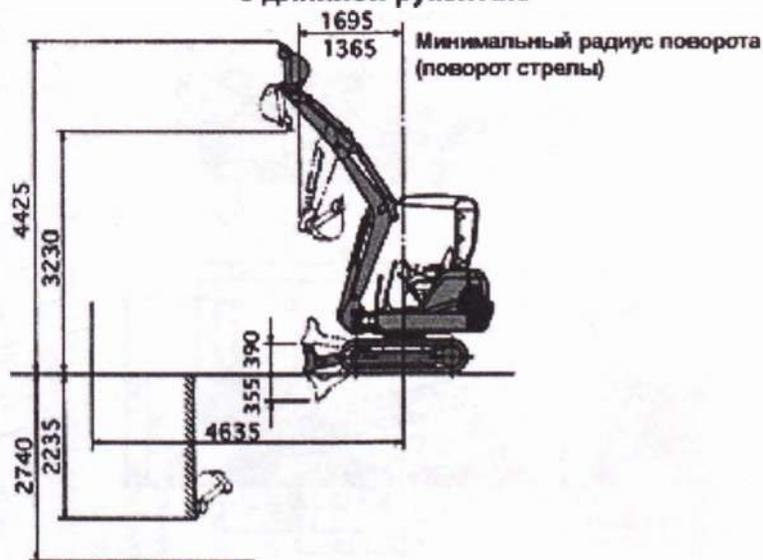
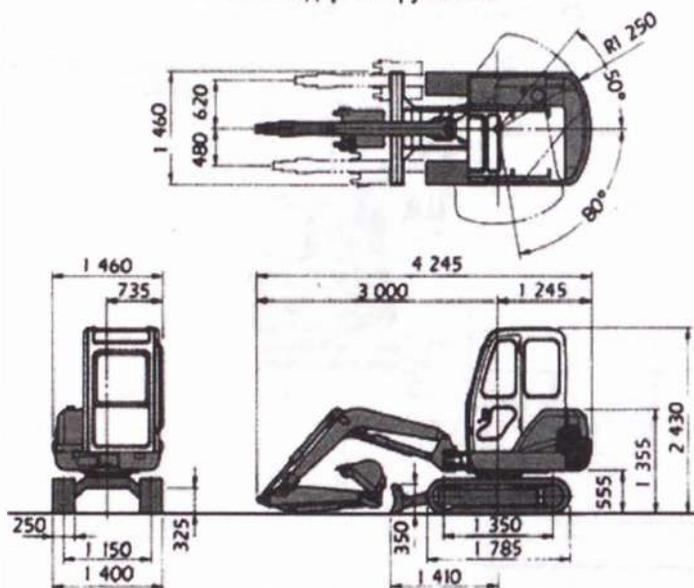


Рис. 4.1. Мини-экскаватор НИТАСНІ ЕХ22-2. Геометрические параметры копания

РАЗМЕРЫ (мм)  
со стандартной рукоятью



с длинной рукоятью (мм)

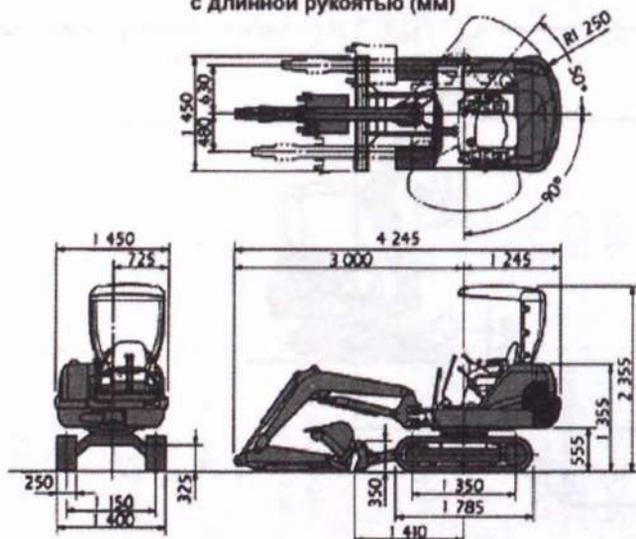


Рис. 4.2. Мини-экскаваторы HITACHI EX22-2. Габаритные размеры

Таблица 4.16. Средние экскаваторы НИТАСНИ

№ п.	Параметры	ZAXIS75US	ZAXIS110	ZAXIS120	ZAXIS200
1	Вес, кг	7650	10700—11000	12000—12300	19400—21700
2	<b>Двигатель</b>	ISUZU	ISUZU	ISUZU	ISUZU
3	модель	A-4JG1	BB-4JG1T	CC-4BG1TC	AA-BG1TC
4	номинальная мощность	40,5 кВт (55 л.с.)	63 кВт (85 л.с.)	66 кВт (90 л.с.)	110 кВт (150 л.с.)
5	рабочий объем, л	3059	4329	4329	6494
6	емкость топливного бака, л	135	250	250	360
7	<b>Рабочие параметры</b>				
8	скорость, км/ч	0—2,9/4,5	0—3,6/5,5	0—3,4/5,5	0—3,6/5,5
9	угловая скорость поворотной платформы, мин <sup>-1</sup>	10,0	13,9	13,7	13,3
10	максимальный преодолеваемый подъем, град	35	35	35	35
11	усилие копания, кН	55	90	99	151
12	<b>Ходовая часть</b>				
13	колея машины, мм	1870	1990	1990	2200
14	бульдозерный отвал, ширина г высота, мм	2320×435	нет	нет	нет
15	высота поднятия/опускания бульдозерного отвала, мм	400/280	нет	нет	нет
16	<b>Геометрические параметры копания</b>				
17	длина рукояти: стандартная/длинная, мм	1620/2120	1960/2260	2100/2520/3010	2220/2910/4410

См. продолжение

Продолжение табл. 4.16

№ п.	Параметры	ZAXIS75US	ZAXIS110	ZAXIS120	ZAXIS200
18	максимальная глубина копания, стандартная/длинная, мм	4110/4610	4780/5080	4910/5350/5870	5740/6490/8030
19	максимальный вылет рабочего оборудования, стандартный/длинный, мм	6260/6750	7290/7570	7770/8140/8620	9080/9750/11100
20	максимальная высота разгрузки, стандартная/длинная, мм	5120/5520	5530/5700	5960/6160/6490	6390/6780/7410
21	максимальная высота копания, стандартная/длинная, мм	7220/7620	7940/8110	8370/8570/8900	9170/9600/10220
22	Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,13—0,28	0,19—0,50	0,19—0,59	0,51—0,91

Продолжение табл. 4.16

№ п.	ZAXIS230	ZAXIS270	ZAXIS330	ZAXIS350	ZAXIS450	ZAXIS480
1	23000—25800	27000—28500	31000—32500	31000—32500	42500—45200	42500—45200
2	ISUZU CC-6BG1TC	ISUZU CC-6BG1TC	ISUZU AA-6HK1X	ISUZU AA-6HK1X	ISUZU AA-6HK1X	ISUZU AA-6HK1X
3	125 кВт (170 л.с.)	132 кВт (180 л.с.)	184 кВт (250 л.с.)	184 кВт (250 л.с.)	235 кВт (320 л.с.)	235 кВт (320 л.с.)
4	6494	6494	7790	7790	15681	15681
5	380	380	560	560	650	650

См. продолжение

№ п.	ZAXIS230	ZAXIS270	ZAXIS330	ZAXIS350	ZAXIS450	ZAXIS480
7						
8	0-3,4/5,5	0-2,9/4,9	0-3,8/5,5	0-3,8/5,5	0-3,4/5,5	0-2,9/4,0
9	12,6	10,6	11,8	11,8	9,0	9,0
10	35	35	35	35	35	35
11	180	180	237	237	257/259/259/214	259
12						
13	2390	2390	2590	2590	2740	2920
14	нет	нет	нет	нет	нет	нет
15	нет	нет	нет	нет	нет	нет
16						
17	2320/2960/3610	6000	2660/3200/4000	3200	2900/3400/ 3900/4900	3400
18	6070/6740/7430	7640	6650/7220/8050	7220	7190/7750/ 8260/9120	7550
19	9530/10100/10730	10100	10370/10900/11680	10900	11180/11860/ 12290/13200	11820
20	6540/6760/7100	6760	6830/7130/7500	7130	6910/7540/ 7660/8640	7740
21	9410/9630/9990	9630	9870/10230/10620	10230	10150/10950/ 11050/11730	11160
22	0,80-1,40	1,00-1,62	1,15-1,86	0,90-1,50	обратная лопата 1,15-2,28; прямая лопата 2,3-2,7	обратная лопа- та 1,15-2,28; прямая лопа- та 2,3-2,7



Рис. 4.3. Средний экскаватор HITACHI ZAXIS 120

**Таблица 4.17. Мини-экскаваторы KOMATSU**

Параметры	PC12R-8	PC15R-8	PC20MRX-1	PC20R-8	PC27R-8	PC30MRX-1	PC35R-8	PC40MRX-1	PC45R-8
Вес, кг	1475	1705	2290	2535	3065	3300	8091	9880	10714
Номинальная мощность, кВт	10,6	11,4	14	17,4	19,4	20,6	21	28,3	28,9
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,03–0,06	0,03–0,06	0,033–0,08	0,035–0,085	0,045–0,105	0,035–0,110	0,05–0,130	0,055–0,180	0,07–0,175

**Таблица 4.18. Средние экскаваторы KOMATSU**

Параметры	PC50UU	PC60-7	PC75UU	PC100-6	PC120-6	PC120-6 Excel	PC128UU
Вес, кг	5330	6250	7590	10750	12030	12030	13580
Номинальная мощность, кВт	29,4	40	40,5	60	64	64	64
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,22	0,09–0,35	0,28	0,18–0,55	0,18–0,60	0,18–0,60	0,44

Параметры	PC128US-2	PC130-6 Mighty	PC200-6	PC200LC-6	PC210-6 Mighty	PC210LC-6 Mighty	PC220-6 Excel
Вес, кг	13000	12350	19180	20580	21800	22700	21780
Номинальная мощность, кВт	64	64	99	99	99	99	114
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,18–0,50	0,5	0,50–1,17	0,50–1,17	0,8	0,8	0,72–1,26

*См. продолжение*

Продолжение табл. 4.18

Параметры	PC220LC-6	PC228US-3	PC228USLC-3	PC230-6 Mighty	PC230LC-6 Mighty	PC250-6	PC250LC-6	PC300-6
Вес, кг	23480	21980	23280	23200	24500	26100	27400	30800
Номиналь- ная мощ- ность, кВт	118	107	107	118	118	118	118	173
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,72—1,26	0,5—1,05	0,5—1,05	1	1	0,72—1,26	0,72—1,26	0,52—1,80

Параметры	PC300-6 Excel	PC300LC-6	PC350-6 Mighty	PC350LC-6 Mighty	PC400-6	PC400-6 Excel	PC400LC-6
Вес, кг	30800	31900	32300	33400	41400	41400	42600
Номиналь- ная мощ- ность, кВт	173	173	173	173	228	228	228
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,52—1,80	0,52—1,80	1,4	1,4	1,3—2,2	1,3—2,2	1,3—2,2

Таблица 4.19. Гусеничные экскаваторы КАТО

	Параметры		
	HD-1023 (LC)	HD-1430 (LC)	HD-1800SV-S
Вес, кг	23000 (23600)	30200 (31100)	42600
<b>Двигатель</b>			
модель	6D16-TE1	6D24-T	8DC9
номинальная мощность, л.с.	125	173	235
рабочий объем, л	7,545	11,945	16,031
емкость топливного бака, л	320	560	460
<b>Размеры</b>			
длина, мм	10800	11160	12215
ширина, мм	2990	3200	3370
высота, мм	3120	3380	3520
давление на грунт, кПа	0,51	0,62	0,68
<b>Рабочие параметры</b>			
скорость, км/ч	2,7/3,9/5,5	2,7/3,7/5,5	2,6
угловая скорость поворотной платформы, мин <sup>-1</sup>	11	10	6,7
максимальный преодолеваемый подъем, град	35	35	30
усилие копания, кН	17,8	23,9	23,4
углы вращения поворотной платформы, град	360	360	360
<b>Геометрические параметры копания</b>			
максимальный радиус копания, мм	9910—11260	10590—12070	11200
максимальная высота копания, мм	9730—11100	10390—11990	10260
максимальная глубина копания, мм	6520—8010	6710—8400	7280
емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,55—1,5	0,7—1,8	2

Таблица 4.20. Мини-экскаваторы ІНІ

Параметры	7J	15J	17J	18J	28J	30J	35J	45J	55J	12JX	35JX	40JX
Вес, кг	770	1535	1680	1735	2500	2885	3285	4535	5335	1250	3300	4100
Номинальная мощность двигателя, кВт	5,9	12,1	13,6	13,6	17,7	21,4	21,4	30	37,9	9,6	20	25
<b>Размеры</b>												
Длина, мм	2745	3670	3670	3770	4295	4410	4625	5400	5780	3190	4640	5260
Ширина, мм	790	960	1000/ 1300	1100	1450	1450	1520	1800	2000	1100	1520	1880
Высота, мм	1353	2180	2190	2180	1353	2320	2370	2500	2500	2305	2470	2460
<b>Параметры копания</b>												
Усилие копания, кН	9,8	11	15	13	17	19	23	31	33	13	27	31
Максимальный вынос стрелы, мм	2860	3560	3730	3800	4325	4550	4970	5960	6120	3400	5080	5810
Максимальная глубина копания, мм	1550	2025	2200	2315	2520	2800	3150	3550	3850	1900	3150	3400

**Таблица 4.21. Экскаваторы гусеничные DAEWOO**

Параметры	Модель											
	SOLAR 015	SOLAR 030	SOLAR 035	SOLAR 055	SOLAR 130 LC-V	SOLAR 170 LC-V	SOLAR 220 LC-V	SOLAR 250 LC-V	SOLAR 290 LC-V	SOLAR 330 LC-V	SOLAR 400 LC-V	SOLAR 450 LC-V
Вес, кг	1520	2840	3280	5200	13900	17200	20900	24400	28800	33100	40400	46200
<b>Двигатель</b> модель	KUBOTA D722	ISUZU-3LBI	ISUZU-3LDI	ISUZU-A4JBI	DB58T	DB58T	DB58TI	D1146T	D1146TI	DE12T	DE12TI	DV-15T
номинальная мощность, кВт	9,2	14,7	18,4	40,5	81	87	108	121	145	183	205	217
скорость передвижения, км/ч	4	4	4,2	3,8	4,9	5	5,5	4,9	5,1	4,8	5,5	5,1
<b>Размеры</b>												
длина, мм	3670	4395	5010	5940	7700	8820	9550	10110	10620	11175	11500	12080
ширина, мм	1080	1470	1525	1925	2600	2800	2990	3200	3200	3280	3350	3900
высота, мм	2290	2445	2460	2565	2830	3150	3100	3400	3400	3550	3700	3670
<b>Параметры копания</b>												
максимальная длина копания, мм	3700	4470	5120	6100	7020	9070	9970	10240	10730	11250	11515	12175
максимальная глубина копания, мм	2140	2590	3125	3865	4670	6220	6660	6790	7400	7670	7745	7845

См. продолжение

Продолжение табл. 4.21

Параметры	Модель											
	SOLAR 015	SOLAR 030	SOLAR 035	SOLAR 055	SOLAR LC-V 130	SOLAR LC-V 170	SOLAR LC-V 220	SOLAR LC-V 250	SOLAR LC-V 290	SOLAR LC-V 330	SOLAR LC-V 400	SOLAR LC-V 450
максимальная высота подъема ковша, мм	3400	4200	4950	5525	7350	8820	9660	9500	10090	10450	10970	11130
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,047	0,073	0,11	0,176	0,28– 0,76	0,34– 0,93	0,5– 1,18	0,5– 1,29	0,8– 1,75	1,25– 1,83	1,44– 2,18	1,8– 2,86

Таблица 4.22. Экскаваторы на пневмоходу DAEWOO

Параметры	Модель			
	SOLAR 55W-V	SOLAR 130W-V	SOLAR 170W-V	SOLAR 200W-V
Вес: монострела/шарнирная стрела, кг	5280	12700/13600	17400/18200	19500/20000
<b>Двигатель</b>	4TNE94	DB 58T	DB 58TI	DB 58TI
модель	42	99	110	114
номинальная мощность, кВт	30	37	35	35
скорость передвижения, км/ч				
<b>Размеры</b>				
монострела/шарнирная стрела				
длина, мм	6169	7310/5796	8595/6805	9600/6960
ширина, мм	1920	2496/2496	2496/2496	2496/2496
высота, мм	2825	3685/3950	3795/4000	3790/3976
<b>Параметры копания</b>				
максимальная длина копания, мм	6096	7564/7701	9071/8921	9954/9494
максимальная глубина копания, мм	3576	4675/4611	6006/5591	6622/5986
максимальная высота подъема ковша, мм	5808	8065/8529	9026/9507	9732/9917
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,15	0,3—0,76	0,34—0,91	0,50—1,18

Таблица 4.23. Гусеничные экскаваторы отечественного производства

№ п.	Параметры	ЕТ-14	ЕТ-16	ЕТ-18	ЕТ-25
1	Вес, кг	14800	16000	18500	26500
2	<b>Двигатель</b>				
3	модель				
4	номинальная мощность				
5	скорость передвижения, км/ч	105 л.с. 2,4	105 л.с. 2,4	105 л.с. 2,4	150 л.с. 2,3
6	<b>Размеры в транспортном положении</b>				
7	длина, мм	8200	8200	9400	9900
8	ширина, мм	2750	3150	2750	3000
9	высота, мм	2910	3070	3140	3450
10	давление на грунт, кПа	0,39	0,19	0,43	0,55
11	<b>Параметры копания</b>				
12	частота вращения платформы, мин <sup>-1</sup>	16	16,5	18,5	22
13	продолжительность рабочего цикла, с				
14	производительность, м <sup>3</sup> /ч				
15	<b>Параметры обратной лопаты</b>				
16	максимальная высота копания, мм				
17	максимальная высота разгрузки, мм	5420	5520	6000	7000
18	максимальная глубина копания, мм	5200	5100	6000	6480
19	максимальный радиус копания, мм	8200	8200	9200	9800
20	емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,32; 0,4; 0,5; 0,65	0,32; 0,4; 0,5; 0,65	0,65; 0,77; 1,0	0,77; 1,25; 1,4
21	<b>Параметры прямой лопаты</b>				
22	максимальная высота копания, мм				
23	максимальная высота разгрузки, мм				
24	максимальный радиус копания, мм				
25	емкость ковша, м <sup>3</sup>				
26	Дополнительное оборудование				

См. продолжение

№ п.	ЭО-4112А	ЭО-4225А	ЭО-4228	ЭО-43211 (ВЭКС 20К)	ЕК-220
1	23700—25300	26450		19500	23000
2					
3	Д-1606-6	ЯМЗ-238ГМ2	ЯМЗ-236-Н	ЯМЗ-236Г	ВФ6V2012С
4	90 кВт	125 кВт (170 л.с.)	169 кВт (230 л.с.)	111 кВт (150 л.с.)	127 кВт, 172 л.с.
5	4,3	4,2	4,42	20	5,2
6					
7		10250	10470	9750	9900
8	2960	3000	2500	2500	2980
9	3400	3300	3400	3550	3200
10		0,55/0,444/0,38 (при ширине гусени- цы 600/750/900 мм соответственно)			0,5
11					
12	5,89	9,1	11	11,5	10,7
13				18	12
14					230
15					
16		7700/7000		9250	8900
17	6100/3500	5150/5400	6950	6550	6500
18	6800/5800	6000/7300	6500	5700	6900

См. продолжение

Продолжение табл. 4.23

№ п.	ЭО-4112А	ЭО-4225А	ЭО-4228	ЭО-43211 (ВЭС 20К)	ЕК-220
19	10100/9200	9300/10300	10250	9350	10000
20	0,8/0,65	0,6–1,42	1,25	1,05	1
21					
22	7900				
23	5600				
24	7900				
25	0,75				
26	Грейфер, драглайн				

Продолжение табл. 4.23

№ п.	ЕК 270-03	ВЭС30L	ЭО-5116	ЭО-5119	ЭО-5124
1	27700–31000	30000	32000–33450		
2					
3	ЯМЗ-236М2	ЯМЗ-236Б	ЯМЗ-238ГМ2	ЯМЗ-236М2-28	ЯМЗ-8484-10
4	132 кВт, 180 л.с.	250 л.с.		132 кВт, 180 л.с.	125 кВт, 170 л.с.
5	4,4	3,5	2		
6					
7	10400/10450/10480	10800			

См. продолжение

№ п.	ЕК 270-03	ВЭКС30L	ЭО-5116	ЭО-5119	ЭО-5124
8	3250/3550/3850	3200	3200	3200	
9	2900/2910/3950	3870	3780	3780	
10	0,51/0,36/0,28 (при ширине гусеничной ленты 600/900/1200 мм соответственно)	0,56	0,8		0,82
11					
12	11,5	9,2			
13	12	17	23		
14	280				
15					
16	10300/10900/10100	10100			5300
17	7500/8000/7800	7200	8600		6500
18	6300/7000/7700	6800	6900		10000
19	10000/10700/11100	10400	10900		1,55
20		1,25	1,5		
21					
22		8700			9600
23		4900			5100
24		8270			8900
25		1,6			2

См. продолжение

№ п.	ЕК 270-03	ВЭК30Л	ЭО-5116	ЭО-5119	ЭО-5124
26	Бурильное оборудование	Бурильное оборудование	Прямая лопага, драглайн, грейфер, навесное сваебойное и бурильное оборудование	Прямая лопага, обратная лопага, драглайн, грейфер, шаровой и клиновидный рыхлители, навесное сваебойное оборудование	Прямая лопага, грейфер, захватное устройство, рыхлитель, навесное бурильное оборудование

Таблица 4.24. Пневмоколесные экскаваторы отечественного производства

Параметры		ЕК-8	ЕК-12	ЕК-14	ЕК-18	ЕК-18-16	5846 (ЕА-17)	ЭО-3123	ЭО-3323
Вес, т		8,8	12,5	13,4	18	19,5	16,5	—	—
Емкость ковша, м <sup>3</sup>		0,32	0,5; 0,65	0,4; 0,5; 0,65; 0,8	0,65; 0,77; 1,0	—	0,65	0,65	0,65
Мощность двигателя, л. с.		58	81	105	105	105	81	—	—
Продолжительность цикла, с		—	15	16	18,5	—	15	16	16
Скорость передвижения, км/ч		20	22,5 (20)	25(20)	20	20	65	2,8	20
Радиус копания, м		7	8,07	8,2	9,1	—	7,1	8,2	8,2
Радиус копания на уровне стоянки, м		—	7,86	7,92	8,85	11,5	6,8	8	—
Глубина копания, м		—	5,08	4,89	5,77	—	4	4,87	4,7
Высота выгрузки, м		5,9	6,5	5,72	6,24	8,18	4,8	5,46	5,63
Угол поворота ковша, °		—	173	173	177	—	172	180	180
Длина, мм		—	5980	8200	9400	9250	7840	—	—
Ширина, мм		—	2500	2500	2500	2500	2500	—	—
Высота, мм		—	4000	3140	3300	5100	3850	—	—

Таблица 4.25. Экскаваторы отечественного производства на базе автомобилей

Параметры	EW 25 M1	EW 25 M1.1	EW 25 M1.2	EW 25 T1	EA-17
Базовый а/м	МАЗ-63038	КАМАЗ-53228	УРАЛ-4320	МЗКТ 8007	УРАЛ-5557
Вес, т	21820	22300	21875	24820	17500
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,63	0,63	0,63	0,63	0,65
Мощность двигателя экскаватора, л. с.	100	100	100	100	81
Скорость передвижения, км/ч	60	60	60	50	65
Радиус копания, мм	10000	10000	10000	10500	7100
Радиус поворота платформы, мм	2970	3000			
Глубина копания, мм	5450	5450	5450	5450	4000
Высота копания, мм	8000	8000	8000		
Высота выгрузки, м	6100	6100	6100		
Продолжительность цикла, с					4800
Угол поворота ковша,	152	152	152		15
Длина, мм	8700	9300	9800	9785	172
Ширина, мм	2500	2500	2500	2500	7840
Высота, мм	3750	4000	4000	3975	2500
					3850

**Таблица 26. Экскаваторы-погрузчики отечественного производства**

Параметры	ЭО-2126	ТО-49/Ам- кодор 702	Борекс- 2201	Борекс- 2206	ЭО-3106 Борекс	ЭО-1624А	ЭО-2621	ЭО-2626
Вес, кг	7250	6500						
<b>Двигатель</b>								
модель	60	55,15		Д-240	Д-240	33,1	44	57,4
номинальная мощность, кВт	25	20	33	33	33	24	19	20
максимальная скорость, км/ч								
базовая машина	МТЗ-82	МТЗ-82				ВТЗ-2048А	ЮМЗ-6КЛ	
<b>Габаритные размеры</b>								
длина, мм	8200	8530						
ширина, мм	2400	2500						
высота, мм	3900	3800						
колесная база, мм								
<b>Геометрические па- раметры копания</b>								
<b>Передний ковш</b>								
глубина копа- ния, мм			100	100	100			
высота разгруз- ки, мм	2700		2700	2700	2700	2400		
грузоподъем- ность, кг	1000							
емкость, м <sup>3</sup>	0,63	1,24	0,63	0,63	0,63	0,25	0,25	0,5
ширина, мм	2040	2100	2000	2000	2000	1800		

См. продолжение

Параметры	ЭО-2126	ТО-49/Ам- кодор 702	Борекс- 2201	Борекс- 2206	ЭО-3106 Борекс	ЭО-1624А	ЭО-2621	ЭО-2626
<b>Обратная лопата</b>								
продолжительность цикла, с	16		16	16	16	22		
угол поворота экскаваторного оборудования	170		176	176	176			
в плане, град								
радиус копания в уровне стоянки, мм	5500		5500	5500	5500	4000		
максимальная высота разгрузки, мм	3550		3600	3600	3600	2700		
глубина копания, мм	4250		4300	4300	4300	2500	4150	4150
ширина ковша, мм	710							
емкость, м <sup>3</sup>	0,28	0,32	0,25	0,25	0,25	0,1	0,28	0,28
<b>Дополнительное оборудование</b>	Грейфер, грузоподъемное устройство, гидромолот, рыхлитель, бульдозерное оборудование					Грейфер, бульдозерное оборудование, грузоподъемное устройство, ковш узкий, прямая лопата, рыхлитель	Гидромолот; захват; грузоподъемное устройство; ковш узкий	Грейфер, гидромолот, грузоподъемное устройство; ковш узкий

**Таблица 4.27. Эскавагоры-погрузчики CATERPILLAR**

Параметры	Модель							
	416D	420D	428D	430D	432D	438D	442D	446B
Вес, кг	6900 – 9800	7150 – 9800	7397 – 9800	7700 – 8360	7597 – 9800	6300 – 9700	7537	8892
<b>Двигатель</b>	Cat 3054B Cat 3054T							
Номинальная мощность, кВт	58	66	59	73	63	70	73	82
Рабочий объем, л	4,02	4	4	4	4	4	4	4,4
Емкость топливного бака, л	130	130	130	130	130	130	130	125
<b>Геометрические параметры копания</b>	Cat 3054T Cat 3054T							
<b>Передний ковш</b>	Cat 3054T Cat 3054T							
Глубина копания, мм	135	135	135	135	77	40	77	135
Высота разгрузки, мм	2544	2544	2565	2575		2396	2396	2657
Плечо выгрузки, мм	835	835	820	805		800		910
Грузоподъемность при макс. высоте, кг	2400	2896	3388	2898	3388	3355	3388	3905
Емкость, м <sup>3</sup>	0,96	0,96	1,03	0,96	1,03	1,03	1,03	1,3
Ширина, мм	2262	2262	2396	2406	2396	2396	2406	2434

См. продолжение

Параметры	Модель							
	416D	420D	428D	430D	432D	438D	442D	446B
<b>Обратная лопата</b>								
Угол поворота ковша, град	205	205	205	205	205	205	205	169
Радиус копания, мм	5650	5650	5637	5972	5637	5711	5637	6604
Усилие копания, кН	52	65,4	57,1	65,6	65,4	54,2	65,4	67,6
Высота разгрузки, мм	3613	3613	3712	3841	3712	3684	3712	4310
Глубина копания, мм	4390/ 5510	4390/ 5510	4854/ 5894	4639/ 6079	4854/ 5894	4873/ 5924	4854/ 5894	5219/ 6528

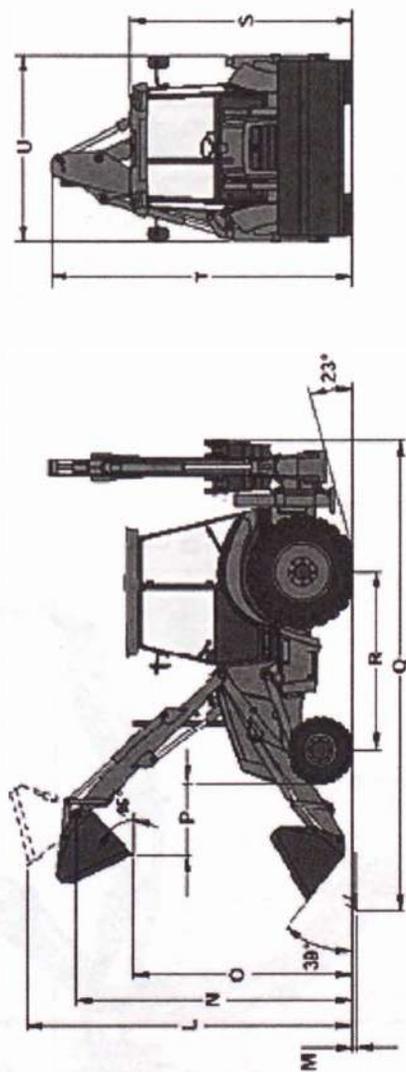


Рис. 4.4. Экскаватор-погрузчик. Габаритные размеры и геометрические параметры копания

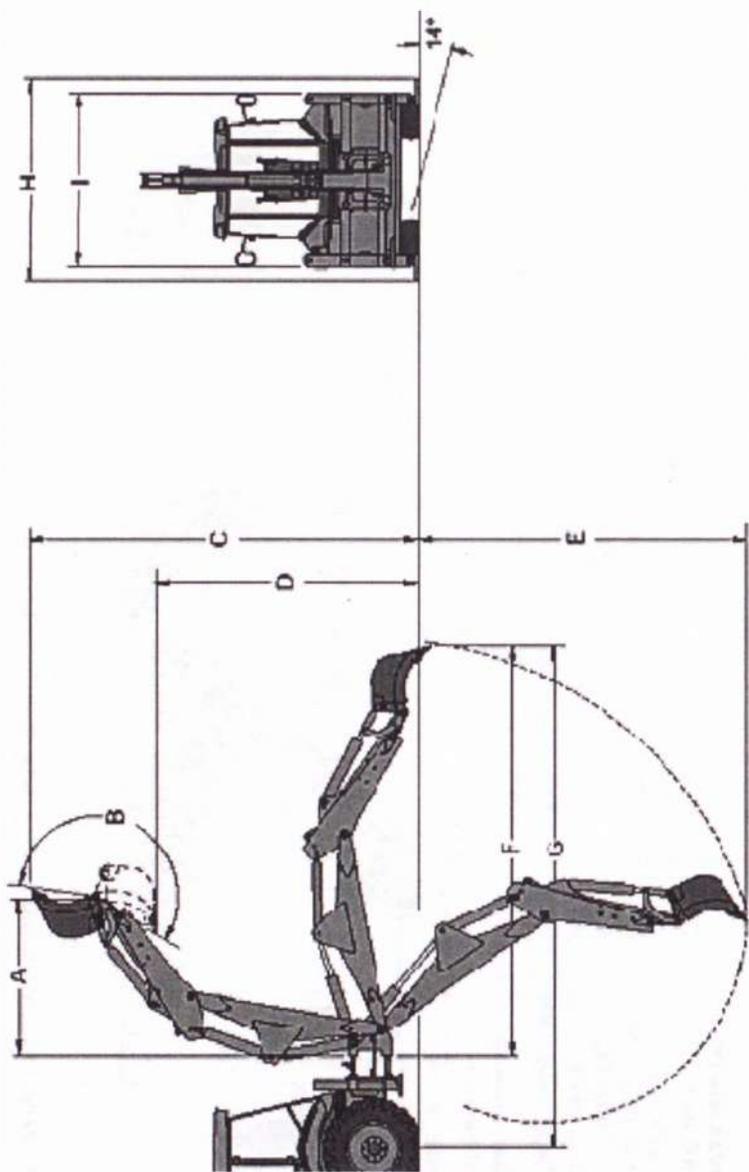


Рис. 4.4. Экскаватор-погрузчик. Габаритные размеры и геометрические параметры копания

**Таблица 4.28. Мини-экскаваторы CATERPILLAR**

Параметры	Модель										
	301.5	301.6	301.8	302.5	303	303.5	304	304.5	305	307	
Вес, кг	1558— 1673	1660— 1770	1700— 1800	2619— 2734	3330— 3420	3430— 3550	4440— 4490	4475— 4595	4940— 4990	7210— 8000	
<b>Двигатель</b> Модель	Cat 3003	Cat 3003	Cat 3003	Cat 3013	Mitsubishi S3L2Y1	Cat 3013	Mitsubishi S4L2-E2	Cat 3024	Mitsubishi K4N	MMC 4M40	
Номинальная мощность, кВт	13,7	13,7	13,7	18	19,9	20	27,3	29	32	41	
Емкость топ- ливного бака, л	22	22	22	41,5	42	55	62	55	68	135	
<b>Рабочие параметры</b>											
Скорость, вы- сокая/низкая, км/ч	2,2/4,4	2,2/4,4	2,2/4,4	2,5/4,5	2,6/4,6	2,6/4,5	2,6/4,6	2,8/4,7	2,7/4,6	5,3	
Радиус пово- рота, мм	1070	1070	1070	1280	855	1400		1490	1090		
Максимальный преодолевае- мый подъем	30	30	30	31	25	30	25	30	25		
Усилие копания	12,9	12,9	12,9	22,4	26,2	26,1	36,6	40,28	42		
Углы поворота стрелы, град	влево 90 вправо 50	влево 80 вправо 50	влево 90 вправо 50	влево 80 вправо 50							

См. продолжение

Параметры	Модель									
	301.5	301.6	301.8	302.5	303	303.5	304	304.5	305	307
<b>Геометрические параметры копания</b>										
Максимальная глубина копания, мм	2130	2330	2130	2650	3030	3160	3350	3530	3530	4700
Максимальный вылет стрелы, мм	3610	3800	3610	4560	5210	5170	5560	5670	5750	7410
Максимальная высота разгруз-ки стандартная стрела/длинная стрела, мм	2360	2470	2360/ 2470	3100/ 3250	3150/ 3240	3570/ 3800		4020/ 4280	3730/ 3960	
Максимальная высота копания, стандартная стрела/длинная стрела, мм	1620	1810	1810	2120/ 2380	2540/ 2720	2370/ 2770		2690/ 3080	2750/ 3370	
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,1	0,1	0,1	0,15	0,13	0,15		0,22	0,23	

**Таблица 4.29. Средние экскаваторы CATERPILLAR**

Параметры	Модель							
	312	315	318	320	322	325	330	345
Вес, кг	12700	16400	19350— 20030	19400— 20870	23000— 25240	29040	35400	48010
<b>Двигатель</b> модель	Cat 3054T	Cat 3054 TA	Cat 3066T	Cat 3066 ATAAC	Cat 3126B ATAAC	Cat 3126B ATAAC	CAT C9	Cat 3176B ATAAC
номинальная мощность, кВт	71	80	94	103	123	128	181	239
емкость топливного бака, л	250	285	320	320	400	500	618	720
Скорость передвижения, высокая/низкая, км/ч	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5	5	4,4
<b>Геометрические параметры копания</b> максимальная глубина копания, мм	6060	6440	6830	6650	6690	7150	8060	7500
максимальный вылет стрелы, мм	8640	9020	9600	9690	10000	10570	11600	11700

**Таблица 4.30. Погрузчики с бортовым поворотом CATERPILLAR**

Параметры	Модель									
	216	226	232	236	242	246	248	262		
Вес, кг	2490	2560	3057	3134	3111	3214	3328	3472		
<b>Двигатель</b>	Cat 3024	Cat 3034	Cat 3024	Cat 3034						
номинальная мощность, кВт	36	41	36	44	41	55	55	55		
рабочий объем, л	3	3	2,2	3	3	3	3	3		
емкость топливного бака, л	65	65	69	90	69	90	90	90		
Максимальная скорость передвижения, км/ч	11,1	11,1	9,95	12,1	11,1	12,1	12,1	11,3		
<b>Ходовая часть</b>	986	986	1094	1134	1094	1134	1134	1228		
Колесная база, мм	26	26	28	28	28	28	28	27		
Максимальный преодолеваемый подъем, °	3709	3709	3894	3965	3927	3965	3965	4094		
Высота машины при ковше в максимальном возвышении, мм	3233	3233	3437	3515	3437	3515	3515	3617		
Вылет ковша, мм	2854/239	2854/239	3013/247	3099/257	3046/300	3099/257	3099/257	3244/243		
Номинальная рабочая грузоподъемность, кг	635	680	793	793	907	907	907	1134		

Таблица 4.31. Погрузчики с телескопической стрелой CATERPILLAR

Параметры	Модель									
	ТН63	ТН82	ТН83	ТН103	ТН210	ТН215	ТН350	ТН360В	ТН460В	ТН560В
Вес, кг	9200	7780	10375	12530	5000	5500	8000	9800	10570	12000
<b>Двигатель</b> модель	Cat 3054Т	Cat 3054Т	Cat 3054Т	Cat 3054Т	Cat 3054В-DI	Cat 3054В-DI	Cat 3054Т	Cat 3054Т	Cat 3054Т	Cat 3054E
номинальная мощность	79	79	79	79	64	64	74,5	74,5	74,5	74,5
Максимальная скорость пере- движения, км/ч	32	32	32	32	32	20	31,5	32	32	32
<b>Ходовая часть</b>										
высота, мм	2425	2425	2490	2675			2410	2441	2530	2590
ширина, мм	2440	2440	2440	2440			2440	2440	2515	2550
колесная ба- за, мм	2975	2975	2975	3175			3050	3200	3250	5135
радиус пово- рота, мм	3800	3800	3800	3900	3100	3500	3700	3900	3800	3870
<b>Геометрические параметры копания</b>										
глубина копа- ния, мм	8200	4100	8200	8700	2800	3100	7400	9200	9200	9200
вылет стрелы, мм	12500	7600	12500	13500	5200	5500	11000	13500	13500	13500
номинальная рабочая грузо- подъемность, кг	3000	4000	4000	5000	2200	2500	3000	3000	4000	5000



Рис. 4.5. Погрузчик с телескопической стрелой  
CATERPILLAR



Рис. 4.6. Одноковшовый погрузчик  
CATERPILLAR 914G

Таблица 4.32. Одноковшовые погрузчики CATERPILLAR

Параметры	Модель													
	902	906	908	914G	924G	928G	IT14G	IT28G	938G	950G	962G	966G	972G	980G
Вес, кг	4450	5015	6040	7950	11500	12287	8000	12400	14500	18000	19200	24500	26000	30500
Двигатель модель	Cat 3024	Cat 3034	Cat 3054T	Cat 3054T	Cat 3056T	Cat 3116T	Cat 3054T	Cat 3116T	Cat 3126TA	Cat 3126TA	Cat 3126TA	Cat 3176C	Cat 3126TA	Cat 3406E
номиналь- ная мощ- ность, кВт	34	45	61	73	91	93	73	102	119	136	152	184	201	232
рабочий объем, л	2,2	2,9	4	4	6	6,6	4	6,6	7,2	7,2	7,2	10,3	12	14,6
емкость топливного бака, л	74	74	80	80	80	80	80	80	257	285	285	380	380	470
Максималь- ная скорость передвиже- ния, с гру- зом/без гру- за км/ч	8/ 20	8/ 20	7/ 20	7/ 20	7/ 20	7/ 20	7/ 20	7,6/ 23,3	6,9/ 40	6,9/ 20	6,9/ 20	7,2/ 38,5	7,2/ 38,8	7,1/ 42,8
Ходовая часть	3025	3135	3385	3100	3159	3269	3099	3268	3268	3099	3268	3099	3268	3099
высота, мм	1755	1755	1960	2260	2356	2549	2261	2515	2515	2261	2515	2261	2515	2261
ширина, мм	2000	2000	2200	2591	2800	2900	2591	2896	2896	2591	2896	2591	2896	2591
колесная база, мм														

См. продолжение

Параметры	Модель													
	902	906	908	914G	924G	928G	IT14G	IT28G	938G	950G	962G	966G	972G	980G
<b>Геометрические параметры копания</b>														
высота разгрузки, мм	3025	2425	2645	2659	3267	2879								
грузоподъемность при макс. высоте, кг	1625	1880	2362											
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,6	0,8	1	1,4	1,4	1,9	1,4	3,5	3	3,5	3,8	4,25	4,7	5,7

Таблица 4.33. Гусеничные погрузчики CATERPILLAR

Параметры	Модель					
	933C Hystat	939C Hystat	9484	953C	963C	973C
Вес, кг	8485			15145	19589	27006
<b>Двигатель</b>						
Модель	Cat 3046	Cat 3046T	Cat 3126B	Cat 3126B	Cat 3126B	Cat 3306TA
Номинальная мощность, кВт	57,4	74	95	118	118	156,6
Рабочий объем, л	5	5	7,2	7,2	7,2	10,45

См. продолжение

Параметры	Модель			
	933С Hystat	939С Hystat	953С	963С
<b>Ходовая часть</b>				
высота, мм	2735	2766		
ширина, мм	1803	2160		
длина, мм	4352	4359		
<b>Геометрические параметры копания</b>				
высота разгрузки, мм	2692	2677		
глубина копания, мм	148	127		
высота машины при максимальном возвышении ковша, мм	4426	6607		
Усилие копания, кН	77,4	89,9		
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	1	1,2	1,85	2,45
				3,2

Таблица 4.34. Мини-погрузчики KOMATSU

Параметры	Модель				
	SKO4J-2	SKO5J-2	SKO7J-2	SK714	SK815
Вес, кг	1550	1760	2430	2530	2630
Номинальная мощность, кВт	15,5	23	33,1	34,7	34,7
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,16	0,22	0,36	0,35	0,4
					0,45
					3400
					50
					0,45

Таблица 4.35. Одноковшовые погрузчики DAEWOO

Параметры	Модель					
	MEGA 160	MEGA 200-III	MEGA 250-V	MEGA 300-V	MEGA 400-V	MEGA 500-V
Вес, кг	8680	10520	13700	17300	22040	2960
<b>Двигатель</b> модель	DB 58	DB 58T	D1146T	DE12TIA	DE12TIA	CUMMINS N14C
номинальная мощность, кВт	77	94	125	169	217	235
Максимальная скорость передвижения, км/ч	32	36	37	36,5	36,5	35
<b>Размеры</b>						
длина, мм	5250	7560	7500	8085	8600	9320
ширина, мм	2450	2450	2740	2920	3280	3480
высота, мм	3180	3180	3320	3470	3556	3780
<b>Рабочие характеристики</b>						
угол поворота, град	40	40	40	40	40	40
радиус поворота, мм	4640	5305	5166	5472	5959	6645
временной цикл загрузки, с	5,5	5,2	5	5,4	5,8	6,5
временной цикл разгрузки, с	1,3	1,4	1,2	1,5	1,2	1,3
емкость ковша, м <sup>3</sup>	1,6	1,8	2,4	2,9	3,9	4,8

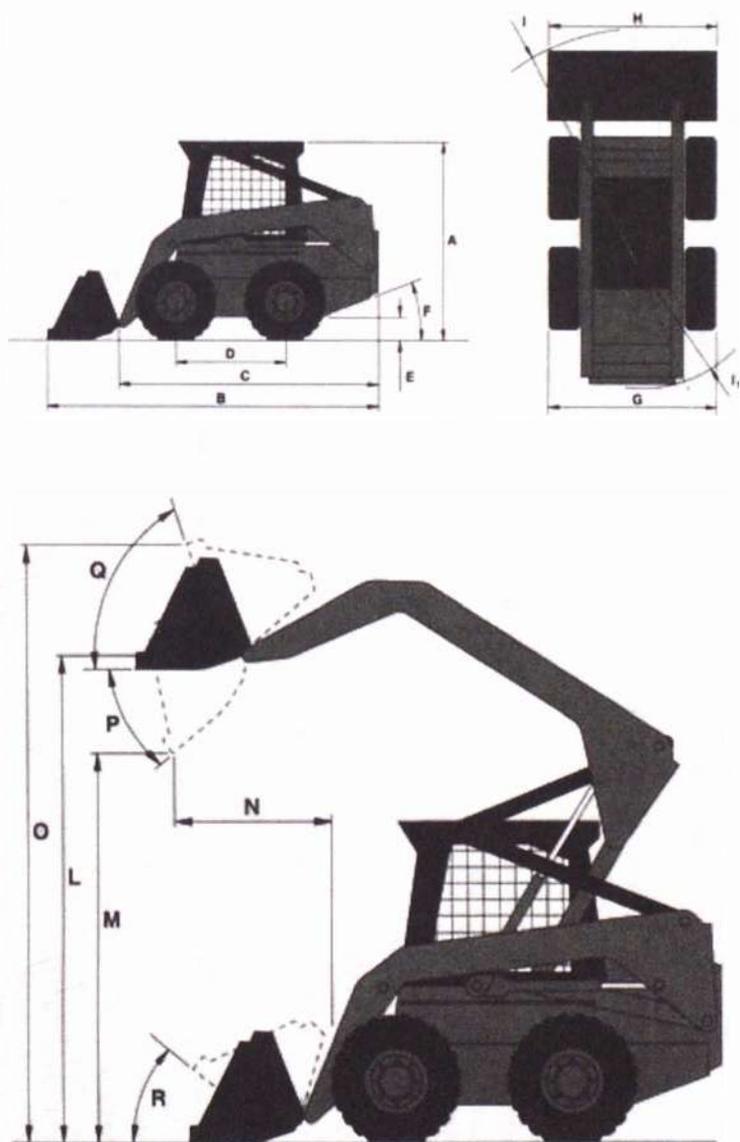


Рис. 4.7. Одноковшовый мини-погрузчик. Габаритные размеры и геометрические параметры копания

**Таблица 4.36. Одноковшовые погрузчики отечественного производства**

Параметры	Модель							
	Амдокор 208	Амдокор 322	Амдокор 327 (ТО-18Д)	ЗТМ-216	Амдокор 342 (ТО-28)	Амдокор 351	Амдокор 382	Амдокор 521
Вес, кг	3450	9000	10000	9500	12950	13500	29000	10000
<b>Двигатель</b>								
модель	Д-242			Д-105	Д-260	Д-260.9-521		
номинальная мощность, кВт	44	59,5	73,5	77 (105 л.с.)	95,5 (109 л.с.)	132	257	100
максимальная скорость передви- жения, км/ч	10	30,9	36	30	36	33	36	36
<b>Размеры</b>								
длина, мм	3450	6500	6700	6650	7520/7240	7900	9530	
ширина, мм	1760	2500	2500		2650	2650	3230	
высота, мм	2160	3350	3350	3370	3500/3450	3400	3505	
<b>Рабочие характе- ристики</b>								
высота разгруз- ки, мм	2400			2300	3100	3050		6700
вылет стрелы, мм								3600
ширина режущей кромки ковша, мм	1800					2650		2380
ширина ковша, мм	2100					2100		
высота ковша, мм	650			2450		650		

С.м. продолжение

Параметры	Модель							
	Амдокор 208	Амдокор 322	Амдокор 327 (ТО-18Д)	ЗТМ-216	Амдокор 342 (ТО-28)	Амдокор 351	Амдокор 382	Амдокор 521
емкость ковша, м <sup>3</sup>	0,52	1,24	1,5	1,7 – 2	2,2 (2,3)	2,8		1,35
грузоподъемность, т	0,95	2,2	2,7	3,5	4	5		3,5
грузоподъемность крановой стрелы, т				40				0,8
продолжительность рабочего цикла, с								

Таблица 4.37. Одноковшовые погрузчики HUTA Stalowa Wola

Параметры	Модель				
	510С	515С	520С	530Е	Л-34В
Вес	7490	8490	10059	16500	18560
Модель двигателя	Komatsu Dresser 410Т	Komatsu S6D102E-1	Komatsu S6D102E-1	Cummins 6СТ8.3-С205	Mielec SW680/59/8
Мощность двигателя, кВт	93	120	142	195	220
<b>Размеры</b>					
длина, мм	5590	6070	6550	7930	7720
ширина, мм	2260	2350	2390	2720	2680
высота, мм	3090	3120	3260	3410	3550
Емкость ковша, м <sup>3</sup>	1,53	1,91	2,29	4,5	3,4

**Таблица 4.38. Бульдозеры FIAT-KOBELKO**

Параметры	Модель			
	D80	D150	D180	FD255
Вес, кг	7440—7540	14660—16420	19650—22300	26000—27000
<b>Двигатель</b> модель	CUMMINS 4 ВТ 3.9 «Elite» 64 кВт	CUMMINS 6 ВТ 5.9 104 кВт 140 л.с.	CUMMINS 6CTA8.3 140 кВт 187 л.с.	FIAT 8465TA 177 кВт 240 л.с.
номинальная мощность				
рабочий объем, л	3,9	5,9	8,3	9,5
емкость топливного бака, л	200	270	400	500
<b>Ходовая часть</b> колея, мм	1700/1800	1900/2140	1900/2085	2070
<b>Рабочие характеристики</b> высота отвала, мм	875	1100/1180/ 1320	1425/1030/ 1110	1500/1100
ширина отвала, мм	2538/2764	3180/3200/ 4000	3420/4000/ 2990	3800/4460
угол поворота отвала, град	25	23	25	25
наклон отвала	420 мм	5 / 10°	10°	800/700 мм 11/10°
максимальный подъем от земли, мм	930	1105/950/900	1100/1190/1315	1220/1300
глубина копания, мм	515	400/480/490/ 590	481/550/500	530/560
емкость отвала, м <sup>3</sup>		3,1/4,12/3,15	5,6/3,18/3,7	7,0/4,1
длина машины, мм	3940	4750/4955/ 5315	5487/5316/ 5878	5855/5800
				900 мм 10°
				1375
				535
				8,7
				6555

См. продолжение

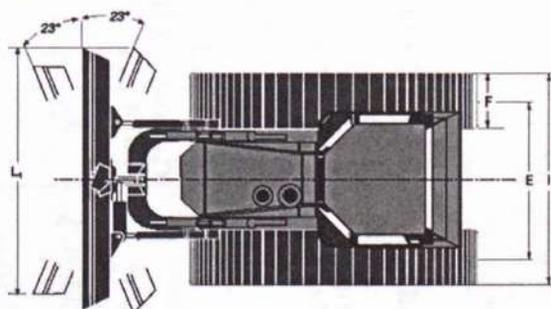
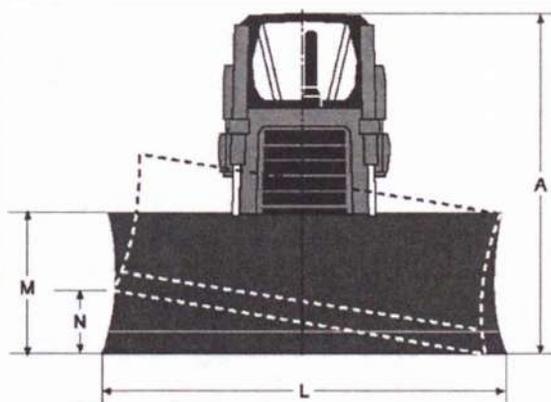
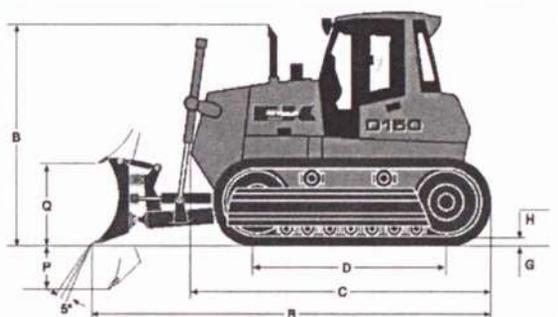


Рис. 4.8. Габаритные размеры бульдозеров FIAT-KOBELKO

Параметры	Модель			
	D80	D150	D180	FD255
<b>Рыхлитель</b> глубина рыхления, мм ширина рыхления, мм количество зубьев		495/410 1800/1700 3	540/440 1900/1800 3	700 2000 3
				FD30C 750/1195 2400 3/1

Таблица 4.39. Бульдозеры CATERPILLAR

Параметры	Модель						
	D3C	D3G	D4G	D5G	D5N	D6N	D6R
Вес, кг	7112	7345— 7768	7800— 8143	8904— 9254	12541— 13252	15185— 18107	18000— 18300
<b>Двигатель</b> модель номинальная мощность, кВт рабочий объем, л емкость топлив- ного бака, л Максимальная скорость передви- жения, км/ч	Cat 3046 57,4 5	Cat 3046 57 5 165 9,6	Cat 3046 65 5 187 9,6	Cat 3046T 74 5 187 9,6	Cat 3126B 86 7,2 257 9,1	Cat 3126B 108 7,2 299 9,7	Cat 3306T 123 383 479
							D7R 27368— 27776 Cat 3306T 171

См. продолжение

Параметры	Модель							
	D3C	D3G	D4G	D 5G	D5N	D6N	D6R	D7R
<b>Рабочие характеристики</b> высота машины, мм тип отвала	2728	2765 XL/ Intermediate/ LGP	2765 XL/ Intermediate/ LGP	2775 XL/ Intermediate/ LGP	XL/LGP		2380 SU/S/A	2410 SU/S/A
высота отвала, мм		936/ 843/843	1028/ 922/922	1101/ 1028/1028				
ширина отвала, мм	2547	2461/ 2921/ 3146	2671/ 2921/ 3146	2690/ 2921/ 3254	3077/ 3360	3190	3260/ 3350/ 3780	3690/ 3900/ 4120
угол поворота отвала, °	25							
наклон отвала, мм	356							
максимальный подъем от земли, мм	761							
глубина копания, мм	418	554/527/527	568/521/521	630/582/582				
емкость отвала, м <sup>3</sup>		1,44/1,42/ 1,53	1,92/1,69/ 1,84	2,19/2,09/ 2,34	2,6/2,6	4,28		
<b>Рыхлитель</b> глубина рыхления, мм ширина рыхления, мм количество зубьев		337,5 738,5 3	337,5 627 3	337,5 615 3	350 3	473,5 3		

**Таблица 4.40. Бульдозеры DAEWOO**

Параметры	Модель	
	DD 80L	DD 80
Вес, кг	8500	8050
<b>Двигатель</b> модель	DB 58	DB 58
номинальная мощность, кВт	66	66
<b>Ходовая часть</b> скорость, км/ч	11,7	11,7
давление на грунт, кг/см <sup>2</sup>	0,24	0,37
<b>Размеры</b> длина, мм	4169	4169
ширина, мм	2704	2704
высота, мм	2729	2729
емкость отвала, м <sup>3</sup>	1,486	1,486

**Таблица 4.41. Бульдозеры HUTA Stalowa Wola**

Параметры	Модель						
	TD-7H	TD-8H	TD-9H	TD-12C	TD-15H	TD-20H	TD-25H
Вес, кг	7240	7606	8607	13356	18460	23740	35500
<b>Двигатель</b> модель	Комatsu 4D102-1 70	Комatsu S4D102-1 80	Комatsu S4D102-1 90	Комatsu S6D102E-1 125	Комatsu S6D114E-1 175	Комmins M11-C 225	Комmins N14-C 320
номинальная мощность, кВт							

См. продолжение

Параметры	Модель						
	TD-7H	TD-8H	TD-9H	TD-12C	TD-15H	TD-20H	TD-25H
<b>Размеры</b>							
длина, мм	3040	3220	3330	3820	4120	4340	4980
ширина, мм	1750	1750	2030	2290	2440	2540	2750
высота, мм	2590	2590	2650	3280	3480	3830	4080
емкость отвала, м <sup>3</sup>	1,45	1,45	1,75	3,52	5,6	6,019	11,47

Таблица 4.42. Монтажные гусеничные краны

Марка	Грузоподъемность, т	Вылет стрелы, м	Высота подъема, м
Э-303Б	5	3-7	7,5
МКГ-6,3	6,3	3-16	14
Э-652Б	7,5	4-17	17
МКГ-10А	10	4-16	14
Э-10011А	15	3-23	9
МКГ-16	16	4-16	26
МКГ-16М	16	4-22	17
ДЭК-161	16	4-18	15
ДЭК-25Г	25	4-14	28
ДЭК-251	25	4-20	26

См. продолжение

Продолжение табл. 4.42

Марка	Грузоподъемность, т	Вылет стрелы, м	Высота подъема, м
МКГ-25	25	4-20	31
МКГ-25БР	25	5-21	32
РДК-25	25	4-12	13
РДК-250-1	25	4-13	13
СКГ-20	30	5-23	13
СКГ-30А	30	5-14	15
СКГ-30/7,5	30	8-21	23
СКП-30/10	30	5-23	33
СКГ-30/10М	30	5-14	14
СКГ-30/13	30	7-21	14
СКГ-30/18	30	5-13	25
СКГ-30/10	30	6-14	14
СКГ-35	25	5-14	14,5
МКГ-40	40	3-24	29
СКГ-40	40	5-24	29
СКГ-40А	40	5-24	27
СКГ-40АБС	40	5-27	29
СКГ-40БС	40	4-27	32

См. продолжение

Марка	Грузоподъемность, т	Вылет стрелы, м	Высота подъема, м
ДЭК-50	50	6-34	30
Э-2505	60	4-15	10
Э-2508	60	4-23	14
СКГ-40/63	63	5-24	28
СКГ-63	63	5-31	39
СКГ-63А	63	5-31	15
СКГ-63БС	63	5-28	40
МКГ-100	100	5-32	58
КС-8161 (СКГ-100)	100	5-36	32
КС-8161БС	100	5-21	44
КС-8162(КГ-100.1)	100	5-34	35
СКГ-63/100	100	5-31	35
СКГ-63/100БС	100	5-35	34
СКГ-100БС, СКГ-100/40	100	5-31	34
СКГ-1000ЭМ	100	8-38	37
СКГ-1000ЭБМС	100	6-48	54
СКГ-160	160	6-26	18
СКГ-160А	160	6-38	45
СКГ-160БС	160	6-41	55

**Таблица 4.43. Монтажные пневмоколесные краны**

Марка	Грузоподъемность, т	Вылет стрелы, м	Высота подъема, м
КС-4362БС	12,5	4-11	19
МТК-6-45	13	7-20	15
КС-4361 (К-161)	16	4-23	11
КС-4361А	16	4-12	15
КС-4362 (К-166)	16	4-16	16
МКП-16	16	4-22	17
КС-5361 (К-255)	25	5-14	25
КС-5363	25	5-27	31
МКП-25	25	5-14	24
К-406 (КС-5362)	40	5-14	38
КС-6362	40	5-26	38
МКП-40	40	5-20	30
МКП-50	50	5-25	36
К-631	63	5-25	36
КС-7352	63	5-23	49
КС-7471	63	5-35	55
К-1001	100	5-27	41
КС-8362	100	5-18	43
КС-8471	100	5-38	45
МКТ-100	100	5-36	42

Таблица 4.44. Краны автомобильные

Марка	Грузоподъемность, т	Вылет стрелы, м	Высота подъема, м
КС-0561	2,5	2-5	6
КС-1562	4	3-8	6
КС-3562АБС	4	3-10	16
КС-1562А	5	3-7	10
КС-2662	6	3-8	7
СМК-7	7,5	4-10	9
К-104М	10	4-20	9,5
КС-3561	10	4-20	18
КС-3561А	10	4-20	22
КС-3571	10	4-18	20
МКА-10М	10	4-16	18
К-162	16	4-14	23
КС-4561	16	4-14	24
КС-4561А	16	4-14	27
КС-4371	16	3-18	22
НК-200S-III <sub>s</sub>	20	24	31,7
КС-5473	25	3-25	36
НК-400S-III <sub>s</sub>	40	35	49,7
КС-6471	40	3-22	46
НК-500MS-III <sub>s</sub>	50	32,7	47,5

См. продолжение



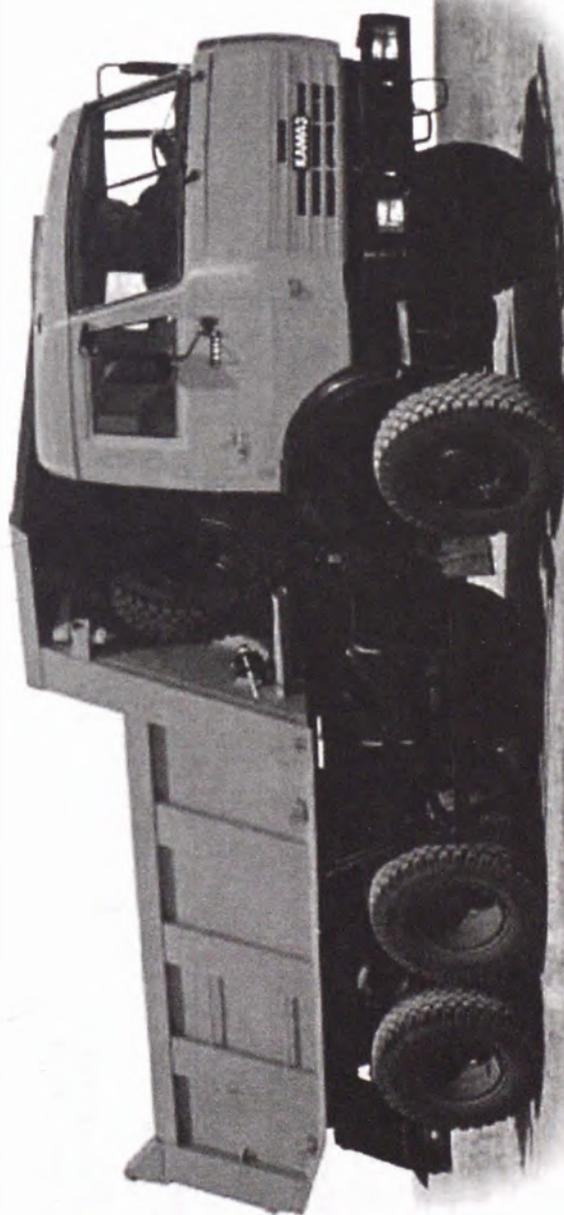


Рис. 4.9. Автосамосвал КАМАЗ-65111



Параметры	Модель									
	МАЗ-551603	МАЗ-551605	МАЗ-551650	МАЗ-555102	МАЗ-555130	МАЗ-555140	МАЗ-55516	МАЗ-555402	МАЗ-651705	
рабочий объем, л	11,115	14,86	14,86	11,15	10	11,5	11,5	11,15	14,86	
емкость топливного бака, л	350	350	350	350	350	350	200	350	350	
<b>Рабочие параметры</b>										
скорость шах, км/ч	81	92	74	91	75	91	94	75	74	
грузоподъемность, т	20	20	19	9,5	7	9,7	10,5	7	19	
объем кузова, м <sup>3</sup>	10,5	10,5	10,5	8,2	5,4	5,5	5,5	5,4	10,5	
колесная база	6 × 4	6 × 4	6 × 6	4 × 2	4 × 4	4 × 2	4 × 2	4 × 4	6 × 6	

Таблица 4.48. Самосвалы Тагра

Параметры	Модель	
	Т 815-24AS01	Т 815-24BS81
<b>Двигатель</b>		
рабочий объем, л	12,7	12,7
<b>Габаритные размеры</b>		
высота, мм	2500	3050
<b>Рабочие параметры</b>		
скорость шах, км/ч	76	91
грузоподъемность, т	17	20,5
объем кузова, м <sup>3</sup>	10	13
полная масса, т	30	36

Таблица 4.49. Технические характеристики бетононасосов отечественного производства с гидравлическим приводом

Показатель	Модель				
	СБ-123	СБ-165	СБ-161	СБ-126	БН-80-20
Тип	Стационарный	Прицепной	Стационарный	Автобетононасос	Автобетононасос
Производительность, м <sup>3</sup> /ч	2-40	5-20	5-65	5-65	5-65
Угол поворота стрелы, °				18	17
Дальность транспортирования смеси, м: по горизонтали по вертикали	250	300	350 80	350	200
Подвижность смеси, перекачиваемой насосом (осадка конуса), см	4-12	4-12	4-12	4-14	4-14
Крупность заполнителя шах, мм	40	40	40	40	40
Внутренний диаметр бетоновода, мм	125	125	125	125	125
Вместимость приемного бункера, м <sup>3</sup>	0,7	0,5	0,7	0,7	0,4
Высота загрузки бетонной смеси, м	1	1,4	1,35	1,4	1,4
Габариты, мм	4000×1770×1400	5000×1900×1750	6000×2500×1950	10000×2500×3500	11000×2500×3500

**Таблица 4.50. Технические характеристики некоторых бетононасосов импортного производства с гидравлическим приводом**

Показатель	Модель		
	«Штеттер» ВР-60	«Шеселе» К-60	«Путцмайстер»
Тип	Автобетононасос	Автобетононасос	Автобетононасос
Производительность, м <sup>3</sup> /ч	5-60	5-50	80
Дальность транспортирования смеси, м:			
по горизонтали	200/400	350	400
по вертикали	80	90	60
Подвижность смеси, перекачиваемой насосом (осадка коноуса), см	2-12		4-12
Крупность заполнителя пах, мм	20/40	40	40
Внутренний диаметр бетоновода, мм	125/100	125	125
Вместимость приемного бункера, м <sup>3</sup>	0,4	0,35	0,5
Высота загрузки бетонной смеси, м	1,4	1,4	1,3
Габариты, мм	10500×2500×3450		6920×1900×1960

См. продолжение

Показатель	Модель			«Вортингтон» WR-74
	«Швинг»		«Вибау» ВРF80	
	BRL 1200	BR 550		
Тип Автобетононасос	75/16	Прицепной	Автобетононасос	Автобетононасос
Производительность, м <sup>3</sup> /ч	400	10-50	6-72	5-46
Дальность транспортирования смеси, м:	400			
по горизонтали	100	400	240	300
по вертикали		100	50	80
Подвижность смеси, перекачиваемой насосом (осадка конуса), см			6-14	2-14
Крупность заполнителя шах, мм	40	20	40	40
Внутренний диаметр бетоновода, мм	125	100	125	125
Вместимость приемного бункера, м <sup>3</sup>	0,5	0,6	0,35	0,7
Высота загрузки бетонной смеси, м	1,35	1,4	1,4	1,55
Габариты, мм		6300×1960×2000	10250×2490×3950	

**Таблица 4.51. Установки для набрызга бетонной смеси**

Показатель	Модель	
	СБ-67Б-1	СБ-67Б-2
Конструктивная производительность (по загрузке сухой смеси), м <sup>3</sup> /ч	4	4
Вместимость по загрузке, л	320	320
Рабочее давление сжатого воздуха, МПа	0,6	0,6
Расход воздуха, м <sup>3</sup> /мин	9	8
Дальность подачи смеси при прямойлинейном бетоноводе, м:		
по горизонтали	250	250
по вертикали	45	45
Крупность заполнителя шах, мм	20	20
Внутренний диаметр рукавов, мм:		
для сухой смеси	50	50
для воды	16	16
Габариты, мм	1460×1100×1760	1850×1166×1700
Колея, мм	750	900

**Таблица 4.52. Автобетоносмесители на базе автомобиля Камаз**

Показатель	Модель	
	СБ-92-1А	СБ-159А
Геометрический объем барабана, м <sup>3</sup>	8	8
Объем барабана по выходу готовой смеси, м <sup>3</sup> :		
при приготовлении смеси в барабане из сухих компонентов	4	4
при транспортировании готовой смеси	5	5

*См. продолжение*

Показатель	Модель		
	СБ-92-1А	СБ-159А	СБ-92В-1
Вместимость бака для воды, л	750	400 (800)	750
Время перемешивания, мин	15–20	15–20	15–20
Темп выгрузки, м <sup>3</sup> /мин, при подвижности смеси, см:			
1–2	0,5	0,5	0,5
3–5	1	1	1
7–8	2	2	2
Скорость движения при полной нагрузке пах, км/ч	60	60	60
Габариты, мм:			
длина	7500	7250	8030
ширина	2500	2500	2650
высота	3450	3350	3680

Таблица 4.53. Электрические вибраторы общего назначения

Параметры	Модель									
	ИВ-91А	ИВ-92А	ИВ-96	ИВ-98	ИВ-104	ИВ-105	ИВ-106	ИВ-107	ИВ-111	
Синхронная частота вращения, мин <sup>-1</sup>	3000	3000	1500	3000	1500	1500	1500	3000	6000	
Вынуждающая сила, кН	4,5	4,5	16	5	3,1	16	5,5–11	9,15	2,5	
	5,7	5,7	20	6,3	3,9	20		18,06	3,05	
	7,1	7,1	25	8	4,8	25			3,9	
	9	9		10	6,2				5	

См. продолжение

Параметры	Модель									
	ИВ-91А	ИВ-92А	ИВ-96	ИВ-98	ИВ-104	ИВ-105	ИВ-106	ИВ-107	ИВ-111	
Тип вибрационного механизма	Дебалансный, регулируемый									
Габариты, мм:										
длина	1100	400	490	390	438	510	582	460	325	
ширина	600	250	345	240	240	345	290	290	190	
высота	300	250	320	250	250	320	280	280	200	
Масса, кг	55	28	80	24	30	80	48	38,5	12,5	

Таблица 4.54. Технические характеристики ручных глубинных вибраторов

Параметры	Модель									
	ИВ-56	ИВ-59	ИВ-60	ИВ-80	ИВ-95	ИВ-102	ИВ-103			
Частота тока, Гц	200	200	200	200	200	200	200			
Наружный диаметр корпуса, мм	76	114	133	100	75	76	114			
Частота колебаний, мин <sup>-1</sup>	11000	5700	5700	11000	12000	12000	6000			
Длина рабочей части, мм	450	420	430	500	500	500	500			
Масса, кг	19	22	30	22	13,3	16	24			
Мощность, кВт	0,8	0,6	1,1	1,5	0,8	0,75	0,8			



Рис. 4.10. Глубинный вибратор

**Таблица 4.55. Технические характеристики глубинных вибраторов, применяемых для виброукладки бетона**

Параметры	Модель		
	ИВ-34	ИВ-34а	В1-612
Диаметр рабочей части, мм	133	133	146
Длина рабочей части, мм	750	1000	1250
Частота колебаний, мин <sup>-1</sup>	8000	8000	4500
Возмущающая сила, кН	20	20	25
Масса, кг	130	132	125
Радиус действия, см, в бетонной смеси подвижностью 2–5 см	50–70	46–65	70–90
			80–100

**Таблица 4.56. Плоскостные виброуплотнители**

Параметры	Модель	
	ПВ-1	ПВ-2
Ширина рабочей плиты, мм	400	650
Длина рабочей плиты, мм	800	1100
Частота колебаний, мин <sup>-1</sup>	5800	2800
Возмущающая сила, кН	16	52
Масса, кг	150	423
Радиус действия, см, в бетонной смеси подвижностью, см:		
1–2	80–100	100–150
3–5	100–150	150–200

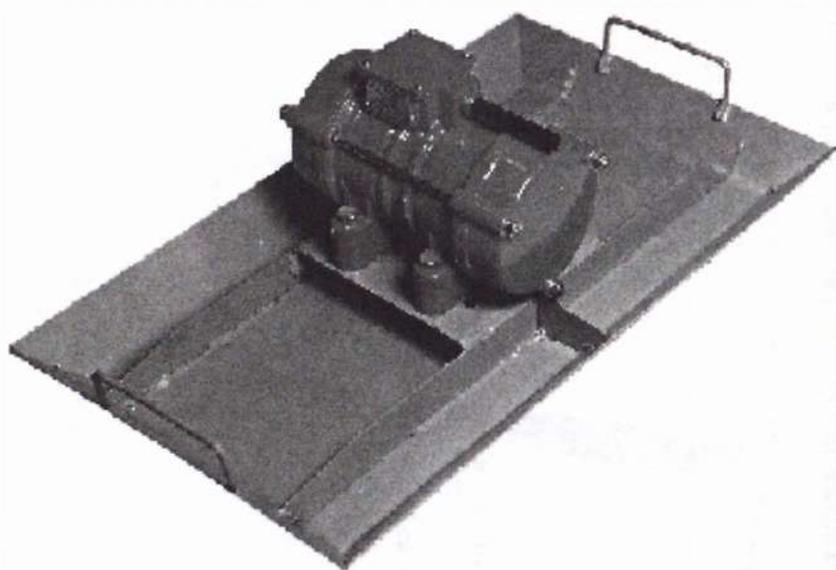
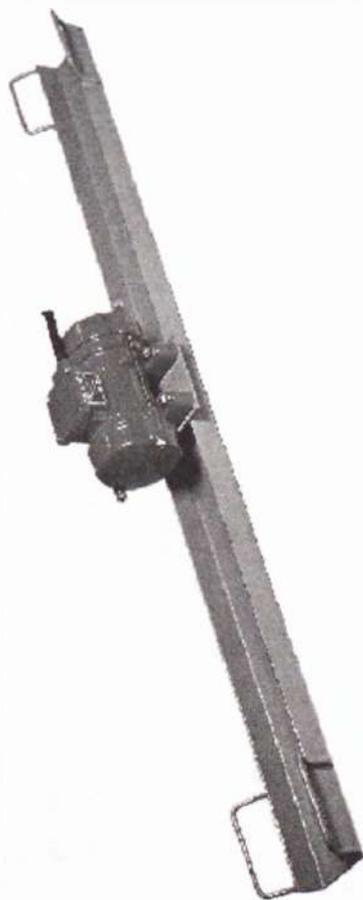


Рис. 4.11. Плоскостной виброуплотнитель

**Таблица 4.57. Виброрейки**

Параметры	Модель		
	СО-131А	СО-132А	
Производительность, м <sup>2</sup> /ч	90	130	
Глубина проробтки, мм	150	150	
Мощность вибратора, кВт	0,26	0,26	
Коэффициент уплотнения	0,97	0,97	
Габариты, мм	1800×500×300	3300×500×300	
Масса без электрооборудования, кг	45	68	
			СО-163
			180
			150
			0,26
			0,27
			4800×500×300
			85



**Рис. 4.12. Виброрейка**

**Таблица 4.58. Виброплиты Martimex Alfa**

Параметры	Модель			
	VD 300/11	VD 350/16	VD 450/16	VD 450/16 Y
Тип двигателя	Honda G 100 K2	Honda GX 120 KT1	Hatz-Diesel 1 B 20	Yanmar-Diesel L40 E
Мощность двигателя, кВт	1,9	2,9	3,2	2,8
Масса, кг	60	105	102	105
Частота колебаний, мин <sup>-1</sup>	92	81	81	81
Размеры плиты, мм	520×300	550×350	550×450	550×450
Скорость передвижения, м/мин	30	25	35	25
Преодолеваемый подъем, град	40	40	35	35
Статическое давление, кПа	5,7	7,5	4,2	4
Сила уплотнения, кН	11	16	16	16
Размеры в рабочем состоянии, мм	1200×300×980	1200×450×980	1200×450×980	1200×450×980

Продолжение табл. 4.58

Параметры	Модель		
	VD 450/20	VD 450/22	VD 500/24 H
Тип двигателя	Honda GX 160 KT1	Honda GX 160 KT1	Hatz-Diesel 1 B 20
Мощность двигателя, кВт	4	4	3,2
Масса, кг	120	150	178
Частота колебаний, мин <sup>-1</sup>	81	81	81

См. продолжение

Параметры	Модель		
	VD 450/20	VD 450/22	
Размеры плиты, мм	550×450	550×450	
Скорость передвижения, м/мин	35	25	
Преодолеваемый подъем, °	40	40	
Статическое давление, кПа	6,7	8,4	
Сила уплотнения, кН	20	22	
Размеры в рабочем состоянии, мм	1200×450×980	1200×450×980	
			570×500
			24
			40
			9,1
			24
			1200×500×980

Таблица 4.59. Вибропогружатели НРК

Модель	Частота ударов, мин <sup>-1</sup>	Рабочее давление, бар	Подача, л/мин	Вибрационная нагрузка, т	Вес, кг
НР-2SX	3000	200	60	5,00	495
НР-4SX	3000	150	120	8,20	736
НР-7SX	2400	120	200	10,40	1050
НР-10L	2400	160	240	17,30	1250

**Таблица 4.60. Стандартные вибропогружатели PVE**

Параметры	Модель									
	7M	14M	23M	25M	38M	50M	52M	105M		
Максимальный статический момент дебалансов, кг·м	6	14	23	27	38	50	52	105		
Максимальная частота, об/мин	1800	1700	1650	1700	1700	1700	1700	1350		
Максимальная центробежная сила, кН	213	450	700	870	1200	1600	1650	2150		
Максимальное тяговое усилие, кН	180	240	400	400	400	400	500	800/1200		
Полный вес без зажима, кг	1420	2000	4300	4980	5400	6000	6500	12000/ 13500		
Максимальная амплитуда без зажима, мм	16	21	20	19	22	21	26	30		
Высота без зажима, мм	1400	1450	1900	1900	2100	2450	2230	2500/ 3000		
Длина, мм	1350	1400	2400	2400	2430	2550	2720	3230		

**Таблица 4.61. Высокочастотные вибропозужатели PVE**

Параметры	Модель	
	2307	2315
Максимальный статический момент дебалансов, кг·м	6,5	15
Максимальная частота, об/мин	2300	2300
Максимальная центробежная сила, кН	380	870
Максимальное тяговое усилие, кН	150	300
Полный вес без зажима, кг	1400	2800
Максимальная амплитуда без зажима, мм	17	16
Высота без зажима, мм	1400	1600
Длина, мм	1350	1700

**Таблица 4.62. Высокочастотные вибропозужатели PVE с переменной амплитудой безрезонансные**

Параметры	Модель					
	2315VM	2316VM	2323VM	2330VM	2332VM	2335VM
Максимальный статический момент дебалансов, кг·м	0–15	0–16	0–23	0–27	0–32	0–35
Максимальная частота, об/мин	2300	2300	2300	2300	2300	2300
Максимальная центробежная сила, кН	870	928	1350	1600	1900	2000
Максимальное тяговое усилие, кН	300	300	400	400	500	500
Полный вес без зажима, кг	2760	3000	4000	4400	6000	6400

См. продолжение

Параметры	Модель					
	2315VM	2316VM	2323VM	2330VM	2332VM	2335VM
Максимальная амплитуда без зажима, мм	0–15	0–14	0–17	0–18	0–15	0–16
Высота без зажима, мм	1600	2050	2300	2300	2350	2350
Длина, мм	1550	1600	1750	2200	2300	2300

Таблица 4.63. Вибропогрузатели отечественного производства

Параметры	Модель							ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
	ОЗСМ		ЯЗКМ					
	В-402	В-1144	В-16.60	1	2	3	4	
Возмущающая сила, кН	27	26	370	5	12	24	48	264
Частота колебаний	23,8 Гц	24,6 Гц	24 Гц	1500 мин <sup>-1</sup>	1500 мин <sup>-1</sup>	1500 мин <sup>-1</sup>	1500 мин <sup>-1</sup>	200–480 мин <sup>-1</sup>
Мощность двигателя, кВт	55	44	60	0,24	0,74	1,6	2,2	60
Масса, кг	2975	3630	1600	20	50	100	200	4500
Максимальный статический момент дебалансов, кгХсм								
Статический момент, кНХсм								102,6
Скорость погружения сваи в песчаном водонасыщенном грунте, м/мин								5–6



Рис. 4.13. Безрезонансный вибропогружатель PVE 2332VM

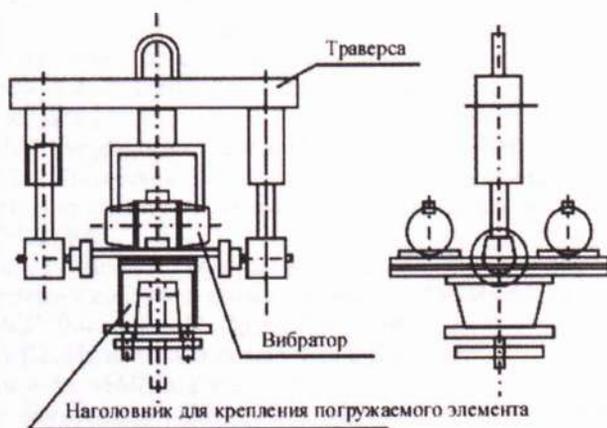


Рис. 4.14. Вибропогружатель ЯЗКМ

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Строительство подземных сооружений в стесненных условиях городской среды сопровождается решением ряда сложнейших геотехнических проблем, в том числе и связанных с вопросами технологии производства строительных работ и обеспечением устойчивости существующей застройки. Правильный и научно обоснованный выбор видов и последовательности выполнения технологических операций, методов устройства ограждения котлована, способов усиления оснований и фундаментов прилегающих зданий, научное сопровождение ведущихся работ позволят не только снизить до минимума возможность возникновения аварийных ситуаций в процессе строительства и избежать необоснованных дополнительных деформаций зданий и инженерных сооружений, расположенных в зоне влияния строительства, но и снизить стоимость строительного-монтажных работ.

## ЛИТЕРАТУРА

1. *ГОСТ 24846-81*. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений.
2. *СНиП II-44-78*. Тоннели железнодорожные и автодорожные.
3. *СНиП II-94-80*. Подземные горные выработки.
4. *СНиП 2.02.01-83\**. Основания зданий и сооружений.
5. *СНиП 2.06.09-84*. Туннели гидротехнические.
6. *СНиП 2.02.03-85*. Свайные фундаменты.
7. *СНиП 2.02.14-85*. Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод.
8. *СНиП 2.06.15-85*. Инженерная защита территории от затопления и подтопления.
9. *СНиП 3.01.01-85\**. Организация строительного производства.
10. *СНиП 3.02.01-87*. Земляные сооружения, основания и фундаменты.
11. *СНиП 2.01.15-90*. Инженерная защита зданий и сооружений от опасных геологических процессов.
12. *СНиП 3.01.01-85\**. Организация строительного производства.
13. *СН 477-75*. Временная инструкция по проектированию стен сооружений и противодиффузионных завес, устраиваемых способом «стена в грунте».
14. *ВСН 358-76*. Инструкция по забивке свай вблизи зданий. — М.: 1976.
15. *ВСН 490-87*. Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки.
16. *МГСН 2.07-01*. Основания, фундаменты и подземные сооружения.
17. *МРР 2.2.07-98*. Методика проведения обследований зданий и сооружений при их реконструкции и перепланировке.
18. *Анзигитов В.А.* Технология возведения зданий и сооружений. — М.: МИКХиС, 1995.
19. *Бройд И.И.* Струйная геотехнология. — М.: АСВ, 2004.
20. *Власов С.Н., Маковский Л.В., Меркин В.Е.* Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов. — М.: ТИМР, 2000.
21. *Временные указания по устройству фундаментов рядом с существующими зданиями и сооружениями в г. Москве.* — М.: Мосгорисполком, 1985.
22. *Волков В.Л.* Тоннели. — М.: Транспорт, 1970.
23. *Говорова Т.Б.* Инженерная подготовка и благоустройство городских территорий. — М.: ИМПЭ, 2000.
24. *Горбунов-Посадов М.И., Ильичёв В.А., Крутов В.И.* и др. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Под. общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. — М.: Стройиздат, 1985.
25. *Горная энциклопедия.* — М.: Советская энциклопедия, 1984. Т. 1.

26. Далматов Б.И., Бронин В.Н., Карлов В.Д. и др. Основания и фундаменты. – М.: АСВ, СПб.ГАСУ, 2002.
27. Еремин В.Я. Разрядно-импульсные технологии на стройках России. – М.: Стройклуб, 2002, № 1–2.
28. Забегаев А.В., Лукманова И.Г., Мартынов А.Д. и др. Разработка и внедрение системы качества в проектно-изыскательских организациях. – М.: МГСУ-УКЦ, 1999.
29. Зерцалов М.Г. Механика скальных грунтов и скальных массивов: Учебник. – М.: ИД Юриспруденция, 2003.
30. Зерцалов М.Г., Хечинов Ю.Е., Юфин С.А., Миллерман А.С. Экспертная оценка технических рисков в подземном строительстве. – Метро и тоннели, 2003. № 2.
31. Ивахнюк В.А. Строительство и проектирование подземных и заглубленных сооружений. – М.: Издательство АСВ, 1999.
32. Ильичев В.А. Некоторые черты строительства ближайшего будущего. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, 2001. № 4.
33. Инструкция по наблюдению за сдвижением земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений. – М.: ИПКОН РАН, 1997.
34. Камбефор А. Инъекция грунтов. – М.: Энергия, 1971.
35. Клиорина Г.И. Дренажи в инженерной подготовке и благоустройстве территории застройки: Учеб. пособие. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПб. ГАСУ, 2000.
36. Клиорина Г.И., Осин В.А., Шумилов М.С. Инженерная подготовка городских территорий: Под ред. В.А. Осина. – М.: Высшая школа, 1984.
37. Козлов В.В., Чумаченко А.Н. Гидроизоляция в современном строительстве. – М.: АСВ, 2003.
38. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – М.: ВНИИНТПИ, 2000.
39. Коныхов Д.С., Говорова Т.Б. Городские подземные сооружения. – М.: ИМПЭ, 2000.
40. Коныхов Д.С. Использование подземного пространства. – М.: Архитектура-С, 2004.
41. Кочерженко В.В. Технология возведения подземных сооружений. – М.: Издательство АСВ, 2000.
42. Круглицкий Н.Н., Мильковицкий С.И., Скворцов В.Ф., Шейнблом В.М. Траншейные стенки в грунтах. – Киев: Наукова думка, 1973.
43. Лернер В.Г., Петренко Е.В. Систематизация и совершенствование технологий строительства подземных объектов. – М.: ТИМР, 1999.
44. Марионков К.С. Основы проектирования производства строительных работ. – М.: Стройиздат, 1968.
45. Мостков В.М., Орлов В.А., Степанов П.Д. и др. Подземные гидротехнические сооружения: Под ред. В.М. Мосткова. – М.: Высшая школа, 1986.
46. Насонов И.Д., Ресин В.И., Шуплик М.Н., Федюкин В.А. Технология строительства подземных сооружений. Специальные способы строительства – М.: Издательство Академии горных наук, 1998.

47. Орехов В.Г., Зерцалов М.Г. Механика разрушений инженерных сооружений и горных массивов: Учеб. пособие. – М.: Изд-во АСВ, 1999.
48. Певзнер М.Е. Горный аудит. – М.: Издательство МГГУ, 1999.
49. Петренко И.Е. Экологические аспекты строительства подземных сооружений. – Горный вестник, 1998, № 1
50. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83). – М. 1981.
51. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83\*).
52. Пособие по химическому закреплению грунтов инъекцией в промышленном и гражданском строительстве (к СНиП 3.02.01-87) /НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986.
53. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. – М.: Стройиздат, 1986.
54. Рекомендации по технологии устройства подземных сооружений методом «стена в грунте». – М.: НИИОСП, ВНИИГС, НИИСП, 1973.
55. Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов из буронабивных свай и опор-колонн / НИИОСП Госстроя УССР. – Киев: Будівельник, 1985.
56. Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г. Москве. – М.: Москомархитектура, 1997.
57. Рекомендации по проектированию и устройству оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки. – М.: Москомархитектура, 1998.
58. Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г. Москве. – М.: Москомархитектура, 1999.
59. Российская архитектурно-строительная энциклопедия (РАСЭ), – М.: ВНИИНТПИ, 1996. Т. 4.
60. Руководство по проектированию дренажей зданий и сооружений. – М.: Москомархитектура, 2000.
61. Сажин В.С., Шишкин В.Я., Жаналинов Б.Н. Конструкция и технология возведения фундаментов зданий на пучинистых грунтах. – Алма-Ата: Гылым, 1991.
62. Симагин В.Г., Коновалов П.А. Основания и фундаменты зданий после перерыва в строительстве. – М.: АСВ, 2004.
63. Смородинов М.И. Строительство заглубленных сооружений: Справ. пособие. – М.: Стройиздат, 1993.
64. Смородинов М.И., Федоров Б.С. Устройство фундаментов и конструкций методом «стена в грунте». – М.: Стройиздат, 1976.
65. Смородинов М.И., Федоров Б.С., Ржаницын Б.А. и др. Основания и фундаменты: Под общ. ред. М.И. Смородинова. – М.: Стройиздат, 1983.
66. Сорочан Е.А. Фундаменты промышленных зданий. – М.: Стройиздат, 1986.
67. Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений. – М.: Стройиздат, 1986.

68. *Теличенко В.И., Лapidус А.А., Терентьев О.М., Соколовский В.В.* Технология возведения зданий и сооружений. – М.: Высшая школа, 2002.
69. *Тер-Мартirosян З.Г.* Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений. – М.: Стройиздат, 1990.
70. *Толмачев Е.А., Монахов Б.Е.* Экономика строительства: Учеб. пособие. – М.: ИД Юриспруденция, 2003.
71. *Указания по устройству фундаментов около существующих зданий и сооружений.* – Л.: ОНТИЛенНИИпроект, 1980.
72. *Улицкий В.М., Шашкин А.Г.* Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.: Издательство АСВ, 1999.
73. *Хечинев Ю.Е.* Механизированная проходка подземных выработок ГЭС. – М.: Энергоатомиздат, 1986.
74. *Цай Т.Н., Талалай А.Л., Сорокин В.В.* и др. Методические рекомендации по проектированию организации строительства заглубленных частей объектов в сложных условиях. – М.: НИИОУС при МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1984.
75. *Цай Т.Н., Грабовый П.Г., Большаков В.А.* Организация строительного производства. – М.: Изд-во АСВ, 1999.
76. *Чураков А.И.* Специальные работы в гидротехническом строительстве. – М.: Стройиздат, 1976.
77. *Швец В.Б., Тарасов Б.Л., Швец Н.С.* Надежность оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1980.
78. *Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б.* Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте. – Тверь: Русская торговая марка, 2003.
79. *Шишкин В.Я., Анисеев А.В., Коныхов Д.С.* Ограждения котлованов в стесненных условиях городской среды. – М.: Стройклуб, 2002. № 1–2.
80. *Ясиевич Г.Н.* Электрогидравлический эффект в строительстве. – Горький, 1988.

# СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие .....	3
Введение .....	5

## Часть I

<b>Ограждения котлованов при строительстве городских подземных сооружений мелкого заложения</b> .....	7
1.1. Организация работ при строительстве городских подземных сооружений .....	7
1.2. Подготовительные и вспомогательные работы .....	12
1.3. Ограждения котлованов .....	17
1.4. Применение способа «стена в грунте» .....	41
1.5. Способ up-down .....	69
1.6. Струйная технология .....	80

## Часть II

<b>Специальные работы при строительстве городских подземных сооружений</b> .....	89
2.1. Искусственное водопонижение и водоотлив .....	94
2.2. Замораживание грунтов .....	119
2.3. Методы закрепления грунтов инъекцией .....	133
2.3.1. Классификация способов закрепления грунта .....	133
2.3.2. Физико-химические процессы, лежащие в основе закрепления грунтов инъекцией .....	141
2.3.3. Производство тампонажных работ .....	155
2.4. Применение свай при усилении оснований и фундаментов .....	168
2.4.1. Подводка под здание набивных свай .....	168
2.4.2. Силение фундаментов вдавливаемыми сваями .....	170
2.4.3. Буроинъекционные сваи .....	172
2.4.4. Сваи, выполненные по разрядно-импульсной технологии (РИТ) .....	174
2.4.5. Сваи, устраиваемые с помощью пневмопробойников .....	177

## **Часть III**

<b>Геотехническое сопровождение подземного строительства .....</b>	<b>180</b>
3.1. Аварийные ситуации при строительстве городских подземных сооружений .....	180
3.2. Составляющие геотехнического сопровождения городского подземного строительства .....	186
3.3. Геотехническое обоснование применимости различных технологий строительства .....	192
3.4. Геотехнический мониторинг .....	193

## **Часть IV**

<b>Машины и оборудование, используемые при строительстве городских подземных сооружений мелкого заложения .....</b>	<b>198</b>
4.1. Производство земляных работ .....	198
4.1.1. Экскаваторы .....	198
4.1.2. Бульдозеры .....	200
4.1.3. Погружение свай и шпунта .....	202
4.1.4. Возведение «стены в грунте» .....	204
4.2. Производство бетонных работ .....	207
<b>Заключение .....</b>	<b>292</b>
<b>Литература .....</b>	<b>293</b>

*Учебное издание*

**Конюхов Дмитрий Сергеевич**

**Строительство городских подземных  
сооружений мелкого заложения.  
Специальные работы**

Редактор *И.В. Попова*  
Верстка *А.В. Агностиков*

Подписано в печать 20.04.05. Формат 60x90 1/16  
Бумага офсетная. Печать офсетная.  
Уч.-изд. л. 11,863 Изд. № А-79 Заказ № 2793

Издательство «Архитектура-С»  
Москва, ул. Рождественка, 11

Отпечатано во ФГУП ИПК «Ульяновский Дом печати»  
432980, г. Ульяновск, ул. Гончарова, 14

**Вышли в свет в издательстве «Архитектура-С»  
в 2004—2005 гг.**

**Байер В.Е.**

Строительные материалы. Учебник.

**Владимиров В.В. и др.**

Инженерная подготовка и благоустройство городских территорий.

**Грашин А.А.**

Методология дизайн-проектирования элементов предметной среды. Дизайн унифицированных и агрегатированных объектов. Учеб. пособие.

**Георгиевский О.В.**

Единые требования по выполнению строительных чертежей. Справ. пособие для вузов.

**Георгиевский О.В.**

Сборник заданий по машиностроительному черчению. Метод. пособие.

**Георгиевский О.В.**

Художественно-графическое оформление архитектурно-строительных чертежей. Учеб. пособие.

**Георгиевский О.В.**

Инженерная графика. Учеб. пособие.

**Дормидонтова В.В.**

История садово-парковых стилей.

**Ефимов А.В. и др. (Г.Б. Минервин, А.П. Ермолаев,**

**В.Т. Шимко, А.В. Ефимов, Н.И. Щепетков, А.А. Гаврилина, Н.К. Кудряшов)**

Дизайн архитектурной среды: Учебник для вузов.

**Иконников А.В.**

Архитектура и утопическое мышление. Учеб. пособие.

**Калмыкова Н. В., Максимова И. А.**

Макетирование в учебном проектировании. Учеб. пособие.

**Крашенинников А. В.**

Градостроительное развитие жилой застройки (исследование опыта западных стран). Учеб. пособие.

**Кудряшев К. В.**

Архитектурная графика. Учеб. пособие.

**Локтев В. И.**

Микеланджело и искусство барокко. Учеб. пособие.

**Максимов О. Г.**

Рисунок в архитектурном творчестве: Изображение, выражение, созидание. Учеб. пособие для вузов.

**Метленков Н. Ф., Степанов А. В.**

Архитектура. Учеб. пособие для общеобразовательных школ.

**Михаловский И. Б.**

Архитектурные формы античности.

**Минервин Г. Б.**

Основные задачи и принципы художественного проектирования (дизайн архитектурной среды). Учеб. пособие.

**Минервин Г. Б., Шимко В. Т., Ефимов А. В. и др.**

Дизайн. Словарь-справочник.

**Ожегов С. С.**

История ландшафтной архитектуры. Учебник для вузов.

**Пилявский В. И., Тиц А. А., Ушаков Ю. С.**

История русской архитектуры. Учебник для вузов.

**Пронин Е. С.**

Теоретические основы архитектурной комбинаторики. Учебник для вузов.

**Рунге В. Ф.**

Эргономика и оборудование интерьера. Учеб. пособие.

**Рунге В. Ф., Манусевич Ю. П.**

Эргономика в дизайне среды. Учеб. пособие.

**Саваренская Т.Ф.**

История градостроительного искусства. Рабовладельческий и феодальный периоды.

**Саваренская Т.Ф.** и др.

История градостроительного искусства. Поздний феодализм и капитализм.

**Сапрыкина Н.А.**

Основы динамического формообразования в архитектуре. Учебник для вузов.

**Саркисов С.К.**

Основы архитектурной эвристики. Учебник.

**Смолицкая Т.А.**

Архитектура и градостроительство. Учебно-методическое пособие.

**Соболев Н.А.**

Общая теория изображений. Учеб. пособие.

**Стасюк Н.Г., Киселева Т.Ю., Орлова И.Г.**

Основы архитектурной композиции. Учеб. пособие.

**Усова Н.В.**

Геодезия. Учебник для реставраторов.

**Хихлуха Л.В., Багиров Р.Д., Моисеева С.Б., Согомоян Н.М.**

Архитектура российского села. Учеб. пособие.

**Чередина И.С.**

Московское жилье конца XIX – середины XX века. Учеб. пособие.

**Шимко В.Т.**

Архитектурно-дизайнерское проектирование. Основы теории. Учеб. пособие.

**Шимко В.Т., Гаврилина А.А.**

Типологические основы художественного проектирования архитектурной среды. Учеб. пособие.

**Шимко В.Т.**

Основы средового проектирования. Учеб. пособие.

## В ближайшее время выйдут в свет

**Байер В.Е.**

Архитектурное материаловедение. Учебник.

**Благовидова Н.Г.**

Часовни в городской среде. Учеб. пособие.

**Бочкарева А.Г.**

Колористика интерьера. Учеб. пособие.

**Грашин А.А.**

Основы дизайн-проектирования детской развивающей среды. Учеб. пособие.

**Грашин А.А.**

Основы методики дизайн-проектирования промышленных изделий. Учеб. пособие.

**Грашин А.А.**

Краткая история стилевых направлений в мебели. Учеб. пособие.

**Ермолаев А.П., Соколова М.А., Шулика Т.О.**

Основы пластической культуры архитектора-дизайнера. Учеб. пособие.

**Ефимов А.В.**

Цвет и форма. Учеб. пособие.

**Жилкина З.В.**

Кафедра рисунка — абитуриенту. Учеб. пособие.

**Жилкина З.В.**

Кафедра рисунка — студенту. Учеб. пособие.

**Забелина Е.В.**

Поиск новых форм в ландшафтной архитектуре. Учеб. пособие.

**Зорин Л.Н., Ананьева О.Т., Панков М.М.**

Рисунок архитектуры. Учеб. пособие.

**Косицкий Я.В.**

Архитектурно-планировочное развитие городов. Учеб. пособие.

**Князева В.П.**

Экология. Учеб. пособие.

**Крашенинников А.В.** Управление архитектурным проектом. Учеб. пособие.

**Локтев В.И.**

Неоклассика в истории архитектуры XX столетия. Учеб. пособие.

**Орса Ю.Н.**

Пособие по архитектурному черчению. Учеб. пособие.

**Орса Ю.Н.**

Пособие по архитектурным ордерам. Учеб. пособие.

**Шимко В.Т.**

Архитектурное формирование городской среды (городской дизайн). Учебник.

**Шимко В.Т.**

Архитектурно-дизайнерское проектирование. Учебник.

**Шулика Т.О., Соколова М.А.**

Рисунок и пластическое моделирование в дизайне. Учеб. пособие.

**Хан-Магомедов С.О.**

Константин Мельников.

ISBN 5-9647-0047-0



9 785964 700470

ISBN 5-9647-0047-0



9 785964 700470



2005063826