

624
н44



ПОДЗЕМНЫЕ
СООРУЖЕНИЯ,
ВОЗВОДИМЫЕ
СПОСОБОМ
«СТЕНА
В ГРУНТЕ»

ЛЕНИНГРАД
СТРОЙИЗДАТ · ЛЕНИНГРАДСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ
1977

ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ, ВОЗВОДИМЫЕ СПОСОБОМ „СТЕНА В ГРУНТЕ“

Под редакцией
канд. техн. наук В. М. Зубкова



ЛЕНИНГРАД
СТРОЙИЗДАТ. ЛЕНИНГРАДСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ. 1977

Авторы: В. М. Зубков, Е. М. Перлей, В. Ф. Раюк, Н. В. Феоктистова, С. П. Шик

Подземные сооружения, возводимые способом «стена в грунте». Под ред. канд. техн. наук В.М. Зубкова. Л., Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1977, 200 с.

В книге описаны основные типы и конструктивные решения подземных сооружений с несущими стенами, возводимых способом «стена в грунте». Приведены основные положения проектирования и расчета несущих стен и анкерных устройств. Рассмотрены оборудование, технология работ, опыт строительства сооружений способом «стена в грунте» и его технико-экономические преимущества.

Книга предназначена для инженерно-технических работников строительных, проектных и научно-исследовательских организаций.

Табл. 13; рис. 99; список лит.: 81 назв.

П 30206—033
047(01)—77 132—77

© Стройиздат. Ленинградское отделение, 1977

**Виктор Михайлович Зубков
Евгений Миронович Перлей
Владислав Фаддеевич Раюк
Нина Викторовна Феоктистова
Солomon Павлович Шик**

**ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ,
ВОЗВОДИМЫЕ СПОСОБОМ
«СТЕНА В ГРУНТЕ»**

Редактор *М. Е. Васильева*

Мл. редактор *Г. Г. Яцевич*

Оформление переплета художника *С. Е. Шиблера*

Технический редактор *Г. С. Слауцитайс*

Корректор *И. И. Курдевич*

Сдано в набор 2.08.1976. Подписано в печать 4.01.1977. М-09004. Формат 60×90^{1/16}. Бумага типографская № 1. Усл. печ. л. 12,5 (13,35 уч.-изд. л.). Тираж 10 000 экз. Изд. № 1744Л. Заказ № 1656. Цена 85 к.

Стройиздат. Ленинградское отделение
191011, Ленинград, пл. Островского, 6

Ленинградская типография № 4 Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли, 196126, Ленинград, Ф-126, Социалистическая ул., 14.

Экономическое развитие нашей страны во многом определяется темпами и качеством капитального строительства, эффективностью капиталовложений. Особое внимание партия уделяет ускорению внедрения научных достижений в народное хозяйство. В X пятилетке намечается первоочередное развитие исследований, открывающих принципиально новые пути для преобразования производительных сил и создания техники будущего. Значительно возрастают объемы и темпы строительства. Капитальные вложения в народное хозяйство увеличатся на 24—26%*. Они будут направлены прежде всего на строительство объектов, обеспечивающих ускорение научно-технического прогресса, на техническое перевооружение и реконструкцию действующих предприятий.

В последние годы в Советском Союзе и за рубежом возведение подземных сооружений промышленного, коммунального и транспортного строительства приобретает все большее значение и масштабы; в связи с этим разработка способов возведения подземных сооружений уделяется особое внимание.

В основу новой технологии положены сокращение сроков и снижение стоимости строительства, повышение производительности труда.

Способ «стена в грунте» применяется при строительстве подземных сооружений уже почти 20 лет, поэтому большая часть специальной литературы, появившейся у нас в основном около 4—8 лет назад, рассматривает опыт строительства первого периода использования этого способа и не полностью отражает современное состояние вопроса.

В предлагаемой читателям книге отражены последние достижения в практике отечественного и зарубежного строительства. Ее задачей является не только информация о современной технологии и конструкциях подземных сооружений, возводимых способом «стена в грунте», но и анализ этих вопросов с целью оценки некоторых технических решений и рекомендаций областей

* Основные направления развития народного хозяйства СССР на 1976—1980 гг. М., Госполитиздат, 1976.

тей их применения в зависимости от гидрогеологических условий строительства.

Быстрое внедрение способа «стена в грунте» в зарубежной практике строительства объясняется простотой, малой трудоемкостью и экономичностью. Эти основные показатели поставили его вне конкуренции по сравнению с другими способами подземного строительства, в особенности в условиях городского строительства при устройстве подземных сооружений в густо застроенных районах или на территории промышленных предприятий.

Способ «стена в грунте» обладает и рядом других преимуществ:

появляется возможность устройства глубоких котлованов в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений;

отпадает необходимость применения интенсивного водоотлива или водопонижения, что особенно важно при устройстве котлована на территории с высоким уровнем грунтовых вод;

возникает возможность устройства котлованов практически неограниченной площади, любой конфигурации в плане и большой глубины (до 50 м);

при заделке стен в грунте в водоупор отпадает необходимость принимать меры против всплытия подземного сооружения и в большинстве случаев представляется возможность отказаться от устройства водонепроницаемого днища;

не требуется создания принципиально новых типов строительного оборудования, поскольку используются машины и вспомогательное оборудование, обычно применяемые на общестроительных работах.

Способ «стена в грунте» открыл большие возможности использования подземных пространств в городах, преимущественно крупных, в особенности в старых районах; его применение позволило разрешить некоторые транспортные проблемы за счет создания подземных проездов, улиц и автомагистралей. Широкое развитие получило строительство подземных автостоянок и гаражей, сооружений и помещений различного нежилого назначения: торговых помещений, складов, железнодорожных вокзалов и автовокзалов, кинотеатров, спортивных залов, бассейнов и т. д. Большие возможности открывает этот способ в промышленном строительстве, в котором вообще широко используются подземные сооружения для различных целей: для возведения цехов дробления или помола рудных инерудных ископаемых, цехов непрерывной разливки стали, механизированной перегрузки насыпных и навалочных грузов, устройства разгрузочных эстакад, подземных резервуаров и отстойников, водозаборов первого подъема и т. д.

В гидroteхническом строительстве способ «стена в грунте» находит применение преимущественно для устройства противовфильтрационных завес и экранов, при строительстве шлюзов и сухих доков, портовых причальных сооружений (например глубоководные причалы, набережные стенки, заглубляемые на 20 м, в английских портах). В ряде случаев в сложных гидрогеологических условиях стены в грунте могут найти применение и для устройства фундаментов глубокого заложения.

Инициатива развития способа «стена в грунте» в отечественной практике строительства принадлежит ряду организаций Минмонтажспецстроя СССР (ВНИИГС, ГПИ Фундаментпроект, тресты Гидроспецфундаментстрой и Промбурвод), Госстроя СССР (НИИ оснований и подземных сооружений), Минэнерго СССР (Гидропроект им. С. Я. Жука, Киевский ПКО Гидропроекта, трест Гидроспецстрой), Госстроя УССР (НИИ строительного производства) и других ведомств.

К первым сооружениям, построенным в СССР этим способом, относятся противофильтрационная завеса длиной 9,47 м, глубиной 8—35 м Чурабай-Нуринского гидроузла [59] и колодец диаметром 6 м, глубиной 9,6 м для насосной станции в Ленинграде [55]. Достигнутые результаты послужили основанием для дальнейших исследований и реализации способа «стена в грунте» в строительстве.

В последнее время Главмосинжстроеом начато освоение подземного пространства Москвы с возведением подземных сооружений способом «стена в грунте». Примером может служить строительство подземного 8-этажного гаража, впервые осуществленного в Советском Союзе.

Авторы в этой книге преследуют цель ознакомить инженеров проектировщиков и строителей с достижениями современной теории и практики применения способа «стена в грунте». Значительная часть труда содержит материалы исследований и наблюдений, выполненных самими авторами. Освещены также результаты важнейших работ, проведенных другими организациями и исследователями.

Авторы выражают благодарность за ценные советы и рекомендации, сделанные при написании книги, заслуженному деятелю науки и техники РСФСР, доктору технических наук профессору В. С. Христофорову и кандидату технических наук доценту П. П. Сорокину.

Предисловие и гл. VIII написаны В. М. Зубковым, § 1 и 2 гл. III, гл. V и § 1 гл. VI — Е. М. Перлеем, § 1, 4 и 5 гл. I, гл. IV, § 1 и 2 гл. VI и гл. VII — С. П. Шиком, § 2 гл. I, гл. II и гл. V — В. Ф. Раюком, § 3 гл. I и § 3 гл. III — Н. В. Феоктистовой.

Авторы с признательностью примут все замечания по книге, которые просят направлять по адресу: 193148, Ленинград, Карловская ул., 4, ВНИИГС.

Глава I. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ СПОСОБОМ «СТЕНА В ГРУНТЕ». КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ОГРАЖДАЮЩИХ СТЕНОК

§ 1. СУЩНОСТЬ СПОСОБА «СТЕНА В ГРУНТЕ» И ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ, УСТРАИВАЕМЫХ ЭТИМ СПОСОБОМ

Способ «стена в грунте» заключается в сооружении несущих стен подземных помещений или противофильтрационных завес путем отрывки глубоких узких траншей под глинистым раствором с последующей укладкой в траншею бетона или другого заполнителя. При устройстве монолитной бетонной или железобетонной стенки бетонную смесь укладывают в траншею методом ВПТ (вертикально перемещающейся трубы). Принципиальная технологическая схема устройства стен в грунте показана на рис. 1.

При возведении несущих стен из сборных железобетонных элементов их устанавливают в траншею, заполненную глинистым раствором. После монтажа конструкций он заменяется тампонажным раствором, который заполняет стыки панелей и застенное пространство и осуществляет передачу нагрузки на ограждение от массива грунта ненарушенной структуры.

Стены сооружений и ограждений котлованов, устраиваемые способом «стена в грунте», могут иметь различную форму в плане: прямоугольную, многоугольную, круглую и т. д. Форма сооружения в плане не оказывает влияния на общее конструктивное решение стен и способ производства работ.

Конструкции подземных сооружений, состоящих из прямолинейных стенок, представлены на рис. 2. Расстояние между стенками, как правило, принимается (кроме случаев, показанных на рис. 2, а, г) до 15—20 м из расчета прочности и устойчивости распорок. При расстоянии более 20 м устойчивость стен обеспечивается анкерами. Круглые или многоугольные в плане сооружения могут иметь различные конструктивные решения. Устойчивость стен таких сооружений обеспечивается армированным поясом и анкерами.

В настоящее время глубина котлованов для подземных помещений, как правило, ограничивается 30—35 м. При глубине менее 5—8 м применение способа «стена в грунте» обычно не дает существенных технико-экономических преимуществ и в практике строительства не встречается. При определении глубины стены в грунте следует учитывать необходимость ее заглубления в водоупор. Величина заглубления может прини-

маться равной: в плотной скале 0,5—1,0 м, в мергеле и плотной глине 0,75—1,5 м, в пластичных суглинках и глинах 1,5—2,0 м.

Так как «стены в грунте», не оперты на скалу или плотный грунт, не обладают достаточной несущей способностью при воздействии вертикальной нагрузки из-за малого сопротивления по боковой поверхности, часть вертикальной нагрузки передается через стены на днище, распределяя ее на большую площадь.

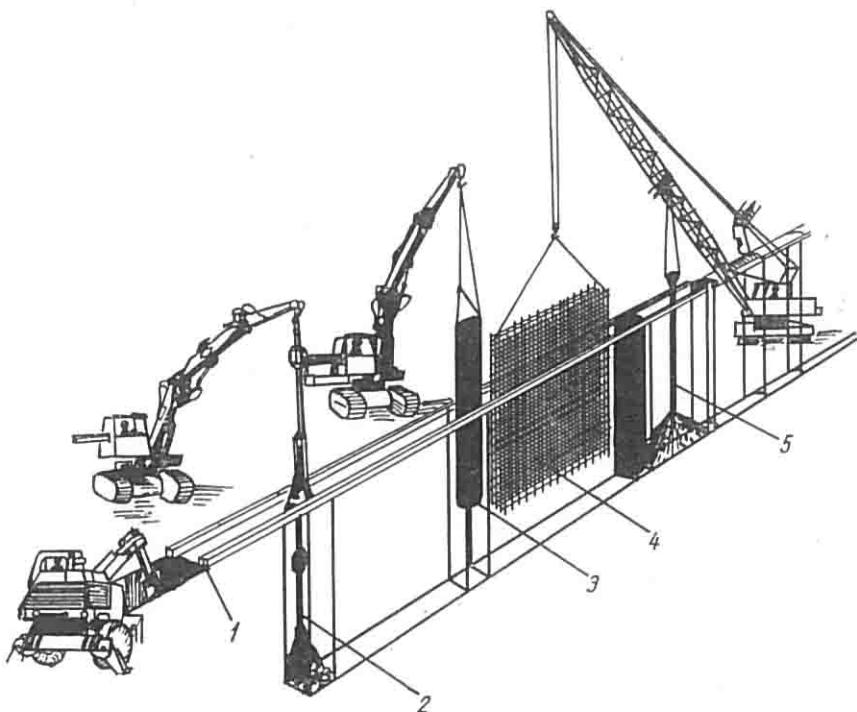


Рис. 1. Технологическая схема устройства стены в грунте

1 — устройство форшахт; 2 — рыхле траншей на длину захватки; 3 — установка ограничителей; 4 — установка армокаркаса; 5 — бетонирование методом ВПТ

Если стены ограждают котлован больших размеров, внутри которого возводится здание или сооружение, они, как правило, используются и для ограждения котлована, и как внешние стены подвальных помещений. Нагрузка от здания передается на фундамент, не связанный с ограждающими стенами.

При ограждении котлованов больших размеров, у которых расстояние между стенами достигает нескольких десятков метров, наиболее простым и дешевым является обеспечение устойчивости стен в грунте за счет применения наклонных анкеров различных конструкций.

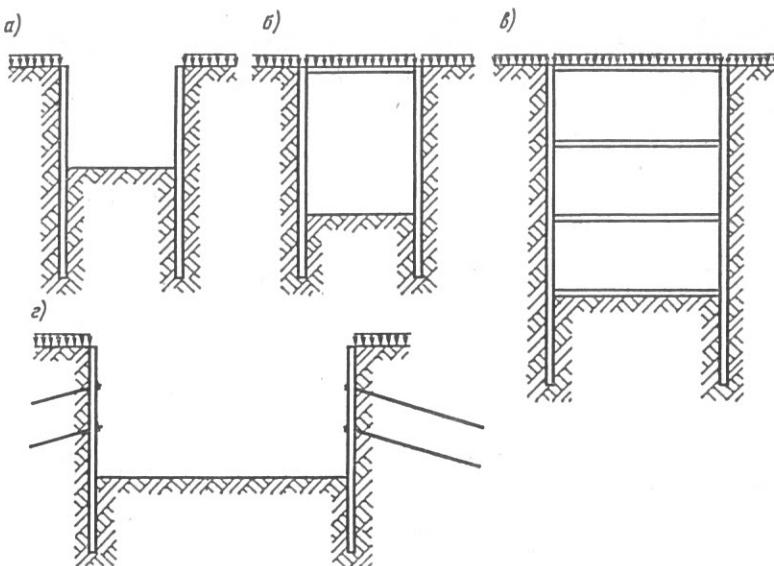


Рис. 2. Схемы сооружений с параллельными стенами в грунте
 а — консольные стены с заделкой нижней части в грунте; б, в — то же, соответственно с одним и многоярусным креплением по высоте распорками; г — то же, с креплением анкерами

§ 2. УСТОЙЧИВОСТЬ СТЕНОК ТРАНШЕЙ, ЗАПОЛНЕННЫХ ГЛИНИСТЫМ РАСТВОРОМ

Практика строительства показала, что траншея, заполненная глинистым раствором, обладает устойчивостью даже при проходке в слабых и неустойчивых грунтах, когда по всем существующим положениям расчета грунт стенки должен обрушиться. Этому обстоятельству давались различные объяснения.

Некоторые исследователи устойчивость стен траншей объясняли наличием осмотических явлений в грунте, вызванных бентонитовым раствором [61, 71], другие придавали чрезмерное значение механической прочности пленки, третьи же [66, 69] считали, что основную роль в устойчивости траншей играет пространственная работа грунта. Это последнее мнение в настоящее время доминирует. Самой пленке отводится роль тонкой мембранны, обеспечивающей устойчивость частиц грунта от местных вывалов.

Устойчивость стенок траншей при заданных гидрогеологических условиях площадки и величине нагрузки на поверхности грунта можно обеспечить варьированием плотности тиксотропного раствора и длиной траншеи.

При отрывке траншей под слоем тиксотропного раствора грунт под воздействием бокового давления стремится переме-

ститься внутрь траншени. Этому смещению препятствует ограждающая стенка форшахты и давление тиксотропного раствора. Благодаря существованию форшахты в верхней части траншени грунт не может здесь сдвинуться в сторону, поэтому смещение потерявшего устойчивость объема грунта будет происходить вниз, по поверхности скольжения, след которой в плоскости, перпендикулярной оси траншени, представляет собой кривую, приближающуюся к отрезку логарифмической спирали (рис. 3). Уравнение кривой имеет вид: $r = r_0 e^{\eta \varphi \operatorname{tg} \Phi}$, а след поверхности сколь-

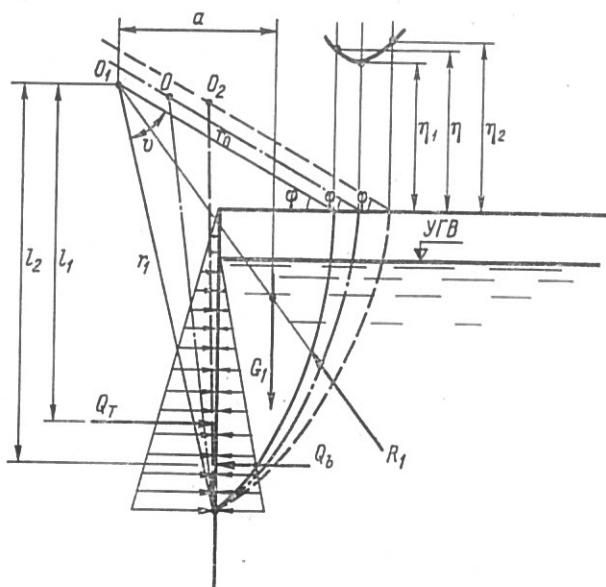


Рис. 3. Схема потери устойчивости стенки траншени

жения в горизонтальной плоскости описывается кривой, близкой к параболе. На выделенный объем грунта действуют: вес грунта G_1 , подсчитанный с учетом взвешивающего действия воды; реакция несмешаемой части грунта R , проходящая через полюс вращения O ; равнодействующая давления грунтовых вод Q_b ; силы сцепления грунта вдоль поверхности скольжения c ; равнодействующая давления тиксотропного раствора Q_t .

Если взять момент всех действующих сил относительно полюса спирали O_1 , то из условия равновесия вытекает, что

$$Q_t l_1 = (G_a - Q_b l_2 - M_c) \eta, \quad (1)$$

где M_c — момент сил сцепления относительно O_1 ; η — коэффициент запаса устойчивости.

Величину M_c , согласно Терцаги [34], можно определить, пользуясь формулой:

$$M_c = c/2 \operatorname{tg} \varphi (r_1^2 - r_0^2).$$

Коэффициент запаса устойчивости определяем из выражения (1):

$$\eta = Q_{\tau} l_1 : (G a - Q_b l_2 - M_c).$$

Таким образом, устойчивость стенки траншеи можно определить из условия равновесия сил, действующих на выделенный объем смещающейся части грунта относительно точки вращения, местоположение которой определяется путем ряда попыток удовлетворить условию минимума коэффициента запаса η (см. рис. 3).

Другой подход при определении давления грунта с учетом его пространственной работы предложен Г. Шнебели [69]. Расчет основывается на предположении, что при смещении некоторого объема грунта вниз из-за потери устойчивости в нем возникает вертикальный свод, который уменьшает напряжение в грунте по мере возрастания глубины.

При выводе формулы давления грунта на стенку траншеи используется формула. Как для давления на стенку сilosа:

$$\sigma_{II} = (\gamma_r B / 2 \operatorname{tg} \varphi) (1 - e^{(-\sin 2\varphi) (z/B)}),$$

где γ_r — объемная масса грунта; B — длина открытой траншеи; φ — угол внутреннего трения грунта.

Учитывая зависимость между главными напряжениями $\sigma_{III} = \sigma_I \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$, а также значение $\sigma_I = \sigma_{II} / \cos^2 \varphi$, полученное из условия равновесия, находим выражение для определения давления грунта на стенку траншеи:

$$P_z = \sigma_{III} [\gamma_r B \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) : \sin 2\varphi] [1 - e^{(-\sin 2\varphi) (z/B)}], \quad (2)$$

здесь σ_I — наибольшее главное напряжение, действующее по горизонтальным площадкам; σ_{II} , σ_{III} — главные напряжения, действующие по вертикальным площадкам, расположенным соответственно перпендикулярно и вдоль оси траншеи.

На больших глубинах давление грунта уже не будет соответствовать давлению, определяемому по формуле (2), так как напряжение в грунте σ_{II} , действующее по плоскостям, перпендикулярным оси траншеи, станет наибольшим. Тогда боковое давление грунта определится выражением

$$P_z = \gamma_r z \varepsilon_0 (1 + \sin \varphi) e^{-\pi \operatorname{tg} \varphi}, \quad (3)$$

где ε_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

Давление грунта на стенку, по Шнебели [69], определяется следующим образом (рис. 4). Вначале строится кривая бокового давления, рассчитанная по формуле (2), на всю глубину траншеи, а затем — кривая давления, определяемая зависимостью

(3), после чего кривые объединяются в одну, которая и используется в расчетах.

Влияние сил сцепления учитывается уменьшением бокового давления на величину

$$P_c = 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2). \quad (4)$$

Для расчета устойчивости стенки траншеи мы рекомендуем способ, основанный на использовании решения Б. В. Бобрикова [3]: рассматривается стена ограниченной длины, которая превышает высоту не более чем в 2 раза, считая, что при большей длине влияние несмещаемой массы грунта уже не оказывается. Способ расчета состоит в том, что принимается некоторый объем смещающегося грунта, форма которого выбирается в зависимости от соотношения длины стены и ее высоты. Причем рассматриваются два случая: в первом — форма сползающего тела принимается в виде полуцилиндра, усеченного наклонной плоскостью (рис. 5, а), во втором — форма сползающего тела принимается в виде усеченной призмы, сочлененной по ее боковым граням с четвертьконусами (рис. 5, б). Угол наклона плоскости скольжения к горизонту θ определяется, как и в решении Кулона, исходя из условия возникновения максимальной величины давления грунта на стенку. При этом силами трения по цилиндрической поверхности сползающего тела пренебрегают.

В первом случае — при $H > (B/2) \operatorname{tg} \theta$ — равнодействующую бокового давления грунта на стенку в зависимости от углов θ и φ находят по формуле:

$$Q = 0,089 \gamma_r H B^2 [4,41 - (B/H) \operatorname{tg} \theta] \operatorname{tg}(\theta - \varphi),$$

где B — длина стены; H — высота смещающейся призмы грунта.

Во втором случае — при $H \leq (B/2) \operatorname{tg} \theta$ — равнодействующая

$$Q = (\gamma H^3/2) [\operatorname{tg}(\theta - \varphi)/\operatorname{tg} \theta] (B/H - 0,29/\operatorname{tg} \theta).$$

Взяв производную $dQ/d\theta$ и приравняв ее нулю, составляют уравнение для отыскания угла θ , при котором возникает максимальное давление грунта. На рис. 6 приведен график, по которому определяется угол θ в зависимости от величин φ и $K = B/H$.

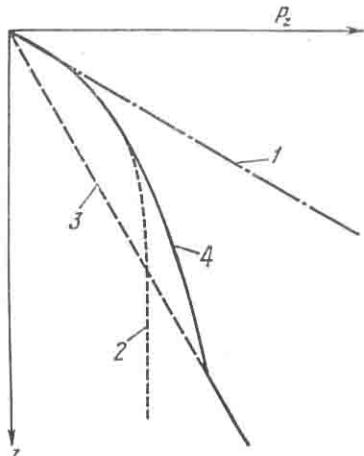


Рис. 4. Эпюры бокового давления грунта на стенку

1 — по теории предельного равновесия; 2 — по формуле (2); 3 — по формуле (3); 4 — по Г. Шнебели

Интенсивность давления грунта по глубине стенки P_z находится как производная от давления Q по глубине z :

$$P_z = \begin{cases} [\gamma_r z \operatorname{tg}(\theta - \varphi) / \operatorname{tg} \theta] [B - 0,43(z/\operatorname{tg} \theta)] & \text{при } z \leq B/2 \operatorname{tg} \theta; \\ 0,392 \gamma_r B^2 \operatorname{tg}(\theta - \varphi) & \text{при } z > B/2 \operatorname{tg} \theta. \end{cases} \quad (5a)$$

Из формул (5) видно, что эпюра бокового давления грунта до глубины $z = (B/2) \operatorname{tg} \theta$ в отличие от эпюр, полученных в плоской задаче, изменяется с глубиной нелинейно, а с глубины $z > (B/2) \operatorname{tg} \theta$ давление остается постоянным, что соответствует опытным данным. При нахождении эпюры бокового давления

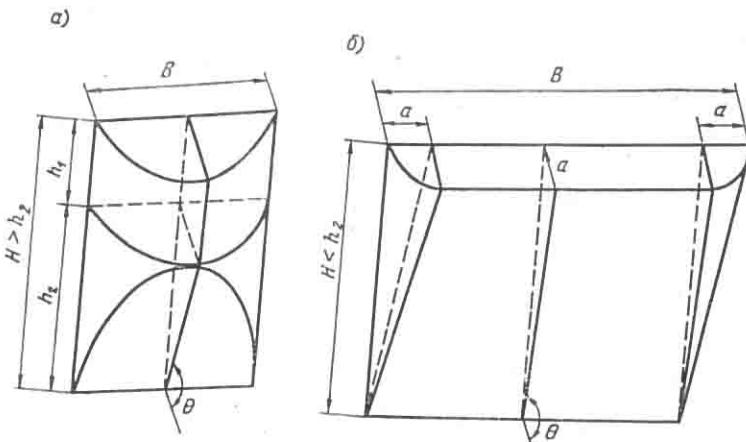


Рис. 5. Формы поверхностей скольжения грунта для стенки ограниченной длины (по Б. В. Бобрикову)
а — для стенок коротких и глубоких; б — то же, для длинных и неглубоких

грунта, обладающего сцеплением, связность грунта учитывается формулой (4). При многослойном напластовании грунтов расчетные характеристики грунта φ и c , а также его объемная масса γ_r принимаются средневзвешенными.

Способ Б. В. Бобрикова распространен и на случай криволинейного и П-образного очертания траншей в плане [51]. Ниже приводится расчёт устойчивости стенки траншей, заполненной глинистым раствором, основанный на решении по способу Бобрикова.

Исходные данные. На поверхности залегает слой песка толщиной 1 м, объемный вес песка $\gamma_r = 1,8 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$, $\varphi = 32^\circ$, ниже залегает водонасыщенная супесь с $\gamma_{\text{вз}} = 1 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$, $\varphi = 19^\circ 30'$, сцепление $c = 0,008 \text{ МПа}$. Уровень грунтовых вод расположен на глубине 1 м от поверхности. Траншея глубиной 10 м отрывается захватками длиной по 6 м. Требуется определить устойчивость стенки траншей.

Решение. Вычисляем боковое давление грунта и грунтовых вод на стенку траншей как на стенку неограниченной длины. Давление грунта

на глубине $z=1$ м

$$P_z = 1,8 \cdot 10^4 \cdot 1,0 \cdot 0,31 = 0,0056 \text{ МПа};$$

на глубине $z=10$ м

$$P_z = (1,8 \cdot 10^4 \cdot 1,0 + 1,0 \cdot 10^4 \cdot 9,0) \cdot 0,5 - 2 \cdot 0,8 \cdot 10^4 \sqrt{0,5} = 0,043 \text{ МПа}.$$

Полное давление с учетом давления грунта и воды

$$P_z + P_w = (4,3 + 9,0) \cdot 10^4 = 0,133 \text{ МПа}.$$

Строим эпюру 1 давления грунта и воды на стенку траншеи. На график (рис. 7) наносим эпюру давления глинистого раствора с объемным весом

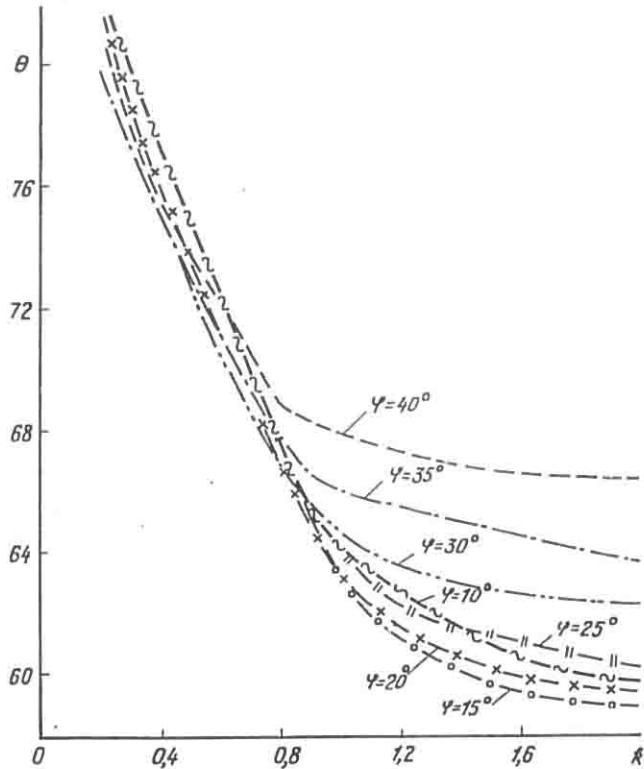


Рис. 6. Графики для определения угла наклона плоскости скольжения грунтового массива к горизонту θ

1 — $\varphi=10^\circ$; 2 — $\varphi=15^\circ$; 3 — $\varphi=20^\circ$; 4 — $\varphi=25^\circ$; 5 — $\varphi=30^\circ$; 6 — $\varphi=35^\circ$; 7 — $\varphi=40^\circ$

$\gamma_t = 1,06 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$. На пересечении с эпюрой 1 определяем ту высоту (2,5 м), ниже которой не обеспечивается устойчивость стенки при расчете без учета пространственной работы грунта. Далее находим давление грунта с учетом его пространственной работы. Определяем $K=B:H=6:2,5=2,4$. При этом соотношении размеров обрушающейся массы грунта его пространственная работа не учитывается. Следовательно, при выбранном объемном весе глинистого раствора устойчивость стенки траншеи не обеспечивается.

Увеличиваем объемный вес глинистого раствора, принимая его значение равным $\gamma_t = 1,18 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$, и наносим на график (рис. 7, эпюра 2). По графику находим глубину — 4 м, на которой сдвигается масса грунта. Определяем $K=B : H = 6 : 4 = 1,5$. По графику рис. 6 для значения средневзвешенного угла внутреннего трения, равного $\varphi_o = (32^\circ \cdot 1,0 + 19,5^\circ \cdot 3) : 4 = 22,6^\circ$, получаем $\theta = 60,5^\circ$. Далее вычисляем h_2 (см. рис. 5): $h_2 = (B/2) \operatorname{tg} \theta = 3 \cdot 1,77 = 5,3 \text{ м}$.

Так как $z < h_2$, то расчет ведется по формуле (5а).

Давление на глубине $z=4 \text{ м}$:

$$P_z = 1,2 \cdot 10^4 \cdot 4 [\operatorname{tg}(60^\circ 30' - 22^\circ 30')] [6 - 0,43 (4 : \operatorname{tg} 60^\circ 30') : \operatorname{tg} 60^\circ 30'] = \\ = 10,66 \cdot 10^4 \text{ Н/м}.$$

Давление на 1 м длины траншеи: $P_z = 10,66 \cdot 10^4 : 6 = 0,018 \text{ МПа}$, а с учетом сцепления грунта $P_z = (1,8 - 1,1) \cdot 10^4 = 0,007 \text{ МПа}$.

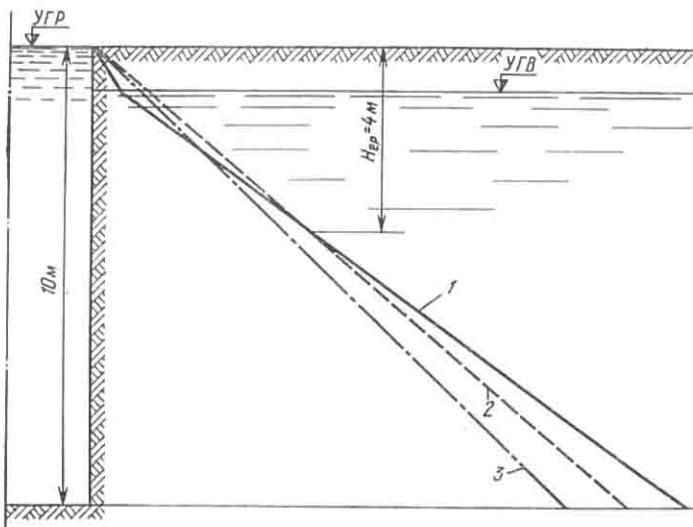


Рис. 7. К примеру расчета устойчивости траншей, заполненной глинистым раствором

1 — эпюра давления грунта и воды; 2 — то же, глинистого раствора при $\gamma_t = 1,18 \text{ т/м}^3$; 3 — то же, при $\gamma_t = 1,06 \text{ т/м}^3$

Примечание. УГР — уровень глинистого раствора

Полное давление грунта с учетом давления воды $P_{общ} = 0,037 \text{ МПа}$, что меньше, чем давление глинистого раствора, равного на этой глубине $P_t = 4 \cdot 1,18 \cdot 10^4 = 0,047 \text{ МПа}$. Проверяем устойчивость траншеи, если обрушение грунта произойдет до глубины 6 м от поверхности. В этом случае $K=1$, $\theta = 63^\circ 30'$ (при $\varphi_{cp} = 22^\circ$), $\gamma_{cp} = (1,8 \cdot 1 + 1 \cdot 5) 10^4 : 6 = 1,13 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$, $h_2 = 6 \text{ м}$.

Давление грунта для значений $z \leq h_2$ определяется по формуле (5а). Находим давление на глубине $z=6 \text{ м}$; $P_z = 0,024 \text{ МПа}$, с учетом сцепления; $P_z = 0,012 \text{ МПа}$. Полное давление $P_{общ} = 0,062 \text{ МПа}$. Давление глинистого раствора $P_t = 0,071 \text{ МПа} > 0,062 \text{ МПа}$.

Проверяем устойчивость траншеи в случае обрушения грунта по всей глубине при $H=10 \text{ м}$. Находим $K=0,6$; $\theta = 72^\circ$; $\varphi_{cp} = 22^\circ$, $\gamma_{cp} = 1,18 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$, $h_2 = 8,6 \text{ м}$.

Рассчитываем давление грунта на глубине 10 м. При $z=10 \text{ м}$ расчет ведется по формуле (5б):

$P_z = 0,392 \cdot 1,18 \cdot 10^4 \cdot 36 \lg(72^\circ - 22^\circ 42') = 18,56 \cdot 10^4$ Н/м, давление на 1 м стеки
 $P_z = 0,031$ МПа. С учетом сцепления грунта $P_z = 0,031 - 0,011 = 0,02$ МПа.

Устойчивость траншей обеспечивается, так как давление глинистого раствора на этой глубине равно 0,12 МПа.

§ 3. СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ РАСТВОРОВ И ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К НИМ

Глины и глинистые растворы. Для обеспечения устойчивости отрываемых в грунте глубоких и узких траншей применяется тиксотропный* глинистый раствор — смесь глинистых частиц с водой.

В зависимости от дисперсности твердого вещества различают:

истинные растворы, которые образуются в результате растворения твердого вещества, измельченного до зерен, состоящих из одной молекулы, — такие растворы прозрачны;

коллоидные растворы, получаемые при крупности частиц твердой фазы до 0,2 мкм в диаметре — такие частицы не выпадают из раствора;

сuspензии, образующиеся при крупности частиц твердого вещества более 0,2 мкм в диаметре (в спокойном состоянии твердые частицы выпадают из раствора).

По крупности частиц глинистые растворы следовало бы относить к супензиям (классификация В. Оствальда). В. С. Шаров глинистые растворы относит к коллоидным [40].

Технологическая характеристика глин. Возможность использования различных глин для приготовления глинистых растворов и оценка их технологических свойств могут осуществляться по следующим основным показателям, которые, в свою очередь, зависят от физико-химических свойств глин:

расход на приготовление 1 м³ глинистого раствора или выход глинистого раствора из 1 т глины;

содержание песка в глинистом растворе;

водоотдача ** глинистого раствора с нормальной концентрацией глины (нормальной концентрацией считается такая, при которой относительная вязкость глинистого раствора составляет 25 ± 1 с).

При выборе глин отдают предпочтение тем из них, которые обеспечивают более низкую водоотдачу при одинаковом расходе глины на приготовление 1 м³ глинистого раствора. Для приго-

* Тиксотропностью называется способность загустевать в покое, образуя студенистую массу — гель, и разжигаться при механическом воздействии, превращаясь в вязкую жидкость — золь. Этот процесс может повторяться многократно.

** Водоотдачей в глинистого раствора называют количество жидкой фазы, отфильтровавшейся через бумажный фильтр под действием избыточного давления в фильтрационной камере при отсутствии движения жидкости вдоль поверхности фильтра.

В СССР за показатель водоотдачи принимают количество жидкости, отфильтровавшейся через круглый бумажный фильтр диаметром 7,5 см за 30 мин при перепаде давления 0,1 МПа и комнатной температуре. В производственных условиях водоотдачу и толщину глинистой пленки определяют на приборе ВМ-6.

тования глинистых растворов применяются монтмориллонитовые, каолинитовые, иллитовые и пластичные жирные местные глины. При выборе глины руководствуются экономическими соображениями, гидрогеологическими условиями строительной площадки и требованиями водонепроницаемости сооружений. Состав раствора должен быть подобран в лаборатории и испытан на строительной площадке.

Если назвать степенью эффективности возможность получения глинистого раствора наименьшей плотности при прочих одинаковых параметрах, то по степени эффективности глины подразделяются следующим образом:

бентониты, в которых содержание минералов монтмориллонита и бейделлита превышает 75%;

пальгогорскиты, содержащие более 75% минерала пальгогорскита;

каолинитами;

каолиниты, состоящие в основном из каолинита и каолинизированных гидрослюд.

В практике бурения грунтов в США все глины подразделяются только на два класса. К первому относится бентонит, состоящий почти исключительно из монтмориллонита и характеризующийся ярко выраженным коллоидными, тиксотропными и глинизирующими свойствами. Второй класс включает все остальные глины, не являющиеся мономинеральными.

Б. Ф. Роджерс [30] приводит и другую классификацию, основанную на величине выхода глинистого раствора вязкостью 15 сП из 1 т глины (табл. 1). В Советском Союзе глинопорошки делятся на четыре сорта в зависимости от выхода раствора из 1 т глины (табл. 2). К первому сорту относятся бентонит и пальгогорскит. При использовании бентонита для приготовления тиксотропного раствора требуется всего лишь 3—8% твердого вещества, при использовании других глин — $\geq 30\%$.

Таблица 1

Тип глины	Расход глины на приготовление 1 м ³ глинистого раствора, т	Выход глинистого раствора, м ³
Бентонит	0,07	14,3
Суббентонит	0,105	9,5
Глина среднего качества	0,31—0,13	3,2—7,9
Низкосортная глина	1,25—0,31	0,8—3,2

Анализируя данные о применении глин для приготовления растворов, можно сделать вывод, что основным показателем, определяющим качество глины, является расход ее на приготовление 1 м³ глинистого раствора.

Физико-химические свойства глинистых пород. Глинистые породы состоят из смеси большого числа разнообразных мине-

Таблица 2

Сорт глины	Объемная масса глинистого раствора (при относительной вязкости 25 с по СПВ-5), г/см ³	Выход раствора, м ³	Остаток на сите № 0075	Влажность, %	Содержание песка в глинистом растворе, %	
					общее	в том числе отмытого
1	$\leqslant 1,06$	> 10	$\leqslant 10$	5,0—8,0	$\leqslant 0,8$	$\leqslant 0,5$
2	1,06—1,08	10,0—8,0	$\leqslant 10$	5,0—8,0	$\leqslant 1,5$	$\leqslant 0,8$
3	$> 1,15$	$> 4,0$	$\leqslant 10$	5,0—8,0	$\leqslant 4,0$	$\leqslant 3,0$
4	1,08—1,15	8,0—4,0	$\leqslant 10$	5,0—8,0	$\leqslant 3,0$	$\leqslant 1,5$

ралов и примесей, присутствие которых даже в небольших количествах может существенно изменять характеристики приготовленных из этих глин растворов. Существуют месторождения с мономинеральным или близким к мономинеральному составом (аскангель, саригюх, черкасский бентонит, черкасский палыгорскит и др.). Однако основные глинистые породы состоят из нескольких минералов.

Глинистые минералы различаются между собой по химическому составу, строению кристаллической решетки, обменной емкости, обменному комплексу, теплоте смачивания и удельной поверхности. Глинистая порода, состоящая из нескольких глинистых минералов, обладает всеми свойствами этих минералов в отдельности, но совокупность этих свойств не пропорциональна содержанию минералов, которое весьма непостоянно даже для глинистых пород одного месторождения.

Наиболее важными свойствами глинистых пород являются пластичность, набухаемость, гидрофильтрность и способность диспергироваться в воде на мельчайшие частички. Наиболее ярко эти свойства выражены у монтмориллонита (бентонита), которые и определяют его роль по отношению к другим глинам,—он является основным материалом для приготовления тиксотропных растворов.

Характерные физико-механические свойства монтмориллонита находят свое объяснение в строении кристаллической решетки. Отличительной чертой строения глинистых минералов является то, что они состоят из пакетов, количество которых может быть различным у одного и того же минерала, поскольку оно определяется рядом условий (рис. 8).

У монтмориллонита кристаллическая решетка подвижная (разбухающая); при увлажнении составляющие ее пакеты раздвигаются, т. е. межпакетное расстояние определяется влажностью. Следовательно, величина удельной поверхности монтмориллонита переменная, зависящая от влажности. Подвижность пакетов в кристаллической решетке монтмориллонита

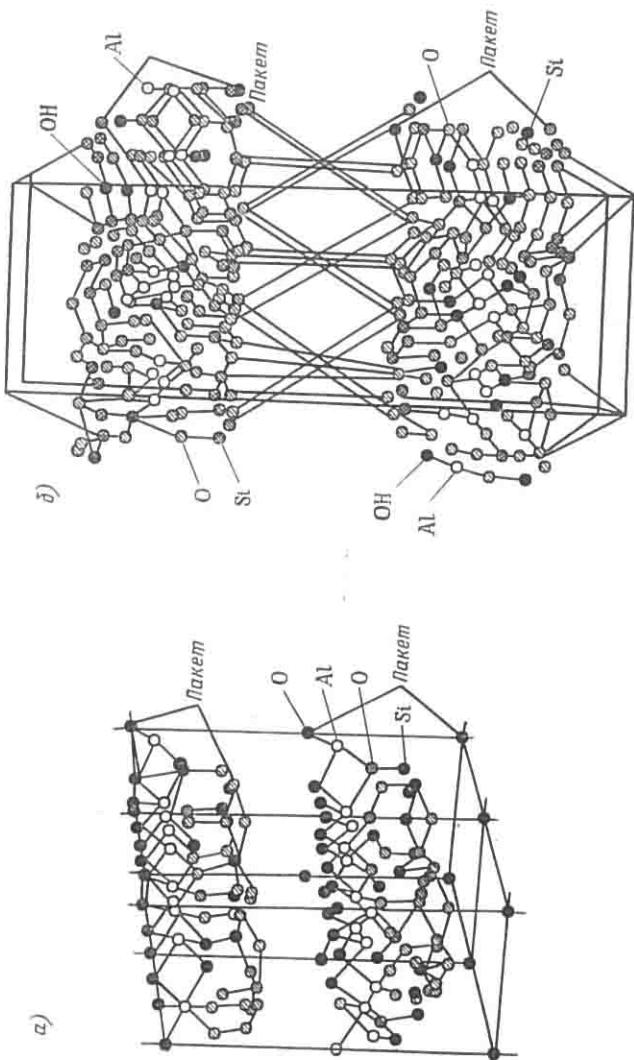


Рис. 8. Схема строения минералов
 a — каолинит; b — монтмориллонит

предопределяет между ними слабую связь и обуславливает наличие добавочной межпакетной воды, вызывающей сильное набухание монтмориллонита. По внешнему виду частицы монтмориллонита представляются чешуйками неправильных очертаний. Их толщина достигает 0,003 мкм, а размеры поверхности превышают толщину в 10—100 раз. В силу этого 100 г сухой массы монтмориллонита способны связывать до 700 г воды.

Кристаллическая решетка каолинита — неподвижная, расстояние между пакетами постоянно и равно $7,2 \cdot 10^{-10}$ м. Вследствие этого каолинит присоединяет воду только по поверхности и способен связывать лишь 100 г воды на 100 г сухой массы.

Палыгорскит имеет жесткую кристаллическую решетку и поэтому может адсорбировать воду, не увеличиваясь в объеме.

Кристаллическая решетка у минералов из групп гидрослюд также неподвижна, расстояние между пакетами в них равно $10 \cdot 10^{-10}$ м. Однако группа гидрослюд включает в себя и минералы, состоящие из чередующихся пакетов монтмориллонита и неразбухающей гидрослюды. Такие гидрослюды при увлажнении будут разбухать по-разному, в зависимости от количества содержащихся в них пакетов монтмориллонита.

Форма частиц глинистых минералов определяет характер их контакта друг с другом, т. е. прочность связи. В одних случаях этот контакт происходит по плоскостям спайности, в других — по ребрам частиц, в третьих — по их углам и т. д. В каждом из этих случаев прочность контактов оказывается различной, а иногда, например, пластинчатые, и особенно игольчатой формы частицы даже при малой концентрации твердой фазы обеспечивают их взаимосвязь.

Наряду со строением кристаллической решетки на свойства глинистых минералов оказывают влияние состав и количество обменных ионов. Обменный комплекс природных глин редко обладает одноименными катионами, поэтому различают глинистые породы, обменный комплекс которых представлен натрием или кальцием, тогда глину называют натриевой или кальциевой (например, при содержании 60—70% ионов натрия — натриевая глина). Натриевые глины быстрее диспергируются, конечный размер их частичек значительно меньше, чем у кальциевых.

Бентониты принято подразделять на щелочные бентониты, щелочные суббентониты и щелочноземельные суббентониты. В составе обменной емкости щелочных бентонитов преобладают одновалентные металлы Na^+ и K^+ . Щелочные бентониты хорошо набухают, увеличиваясь в объеме в несколько раз, их растворы характеризуются высокой тиксотропностью. При сравнительно низкой концентрации в воде (6—8%) они образуют высоковязкие растворы, что делает их применение чрезвычайно выгодным в экономическом отношении.

Щелочноземельные (кальциевые) бентониты в естественном виде не обладают преимуществами по сравнению с полимине-

ральными глинами, но после перевода их в натриевую форму приобретают положительные свойства натриевых бентонитов.

Щелочные и щелочноземельные суббентониты отличаются от других бентонитов менее выраженными коллоидными свойствами и меньшей набухаемостью.

Требования к глинам. Пригодность бентонитовых глин для приготовления растворов определяется следующими показателями:

естественной влажностью ($\leq 8\%$) и влажностью на границе текучести ($\geq 60\%$);

гранулометрическим составом (песчаных частиц крупнее 0,05 мм должно быть $\leq 10\%$, в том числе крупнее 0,1 мм — $\leq 4\%$, глинистых частиц мельче 0,005 мм $\geq 50\%$).

Для приготовления глинистых растворов могут быть использованы местные полиминеральные глины, если их показатели будут не ниже следующих: бентонитовое число * — 10, число пластичности — 20, содержание частиц диаметром менее 0,005 мм — 40%, содержание песка $\leq 5\%$.

Чаще всего местные глины применяют как добавку к бентониту, так как приготовленный из такой глины раствор имеет большую объемную массу при низких показателях тиксотропности, а для улучшения этих показателей необходимо применение дорогостоящих химических реагентов. Опыты показывают, что дорогая глина дает более экономичные растворы, чем глина более низкого качества [14].

Требования к глинистым растворам. Тиксотропный глинистый раствор должен удерживать во взвешенном состоянии частицы разрабатываемого грунта, кольматировать несущий грунт и образовывать на нем практически водонепроницаемую глинистую пленку.

При подборе раствора в первую очередь необходимо рассчитать его объемную массу из условия обеспечения устойчивости траншей. Расчет необходимого количества глины без учета ее влажности для получения глинистого раствора заданной объемной массы производится по формуле

$$P_1 = \gamma_2 (\gamma_p - \gamma_b) : (\gamma_r - \gamma_b) \text{ или } P_2 = \gamma_r (\gamma_p - \gamma_b) : (\gamma_b - \gamma_p),$$

где P_1 и P_2 — масса глины на 1 м³ соответственно глинистого раствора и воды, т; γ_r — плотность глины, т/м³; γ_b — плотность воды, равная 1.

Для уменьшения объемной массы глинистого раствора в него добавляют воду. Количество воды (в м³), добавляемой к имеющемуся глинистому раствору с объемной массой γ_p , и объемом

* Бентонитовым числом по ГОСТ 19814—74 называется показатель суточной стабильности глинистой 4%-ной суспензии, приготовленной в 0,2%-ном растворе окиси магния.

V , для получения раствора с новой объемной массой γ_{p_2} вычисляют по формуле

$$\Delta V = [(\gamma_{p_1} - \gamma_{p_2}) : (\gamma_{p_2} - \gamma_b)] V.$$

Выход раствора в м³ из 1 т глинистого порошка находят по зависимости

$$Q = (\gamma_r - \gamma_b) (1 - W) : \gamma_r (\gamma_p - \gamma_b),$$

где W — естественная влажность глины.

Для определения расхода глины с учетом влажности на приготовление 1 м³ раствора можно пользоваться табл. 3.

Таблица 3

Характеристика глины	Потребное количество глины при концентрации раствора, %						
	10	15	20	25	30	35	40
	Объемная масса глины, г/см ³						
	1,06	1,10	1,14	1,17	1,20	1,24	1,29
Воздушно-сухая	106*	162	222	270	319	382	460
	954	938	918	900	881	858	830
Влажностью 5%	111	168	229	279	330	395	475
	950	933	911	891	870	845	815
То же, 10%	116	173	236	288	341	407	490
	947	927	904	882	860	833	800
То же, 15%	121	178	243	297	351	420	506
	994	922	897	873	848	820	785
То же, 20%	125	184	250	306	362	433	521
	940	916	890	864	838	807	769

* В числителе указан расход глины в кг, в знаменателе — расход воды в л на 1 м³ раствора.

Расход глины с промежуточной влажностью находится интерполяцией. При пересечении разрабатываемой траншееей напорных водоносных грунтов или неустойчивых грунтов требуется раствор с повышенной объемной массой, приготовленный с утяжелителем. В качестве утяжелителя могут применяться барит, гематит, магнетит и колошниковая пыль. Количество утяжелителя, добавляемого в раствор, составляет (в 1 т на 1 м³ раствора)

$$P_y = [\gamma_y (\gamma_2 - \gamma_1)] : (\gamma_y - \gamma_2),$$

где γ_y — плотность утяжелителя, т/м³; γ_2 — требуемая объемная масса раствора, т/м³; γ_1 — объемная масса раствора до утяжеления, т/м³.

Для проходки траншей рекомендуется применять глинистые растворы расчетной объемной массы со следующими параметрами:

стабильность (С), $\text{г}/\text{см}^3$	0,02
отстой воды (О), %	≤ 3
водоотдача за 30 мин (В), см^3	≤ 25
толщина глинистой пленки, мм	< 3
предельное статическое напряжение сдвига (ПСНС), Па	2,0—8,0
условная вязкость (Т), с	19—25
содержание песка (П), %	< 3
водородный показатель pH	8—11,5

При подборе параметров глинистых растворов необходимо учитывать грунтовые условия (см. табл. 4) и засоленность разрабатываемых грунтов. Для определения засоленности грунтов проводят специальные лабораторные исследования.

Т а б л и ц а 4

Параметры глинистого раствора	Грунты по классификации СНиП II-15—74					
	крупный песок	песок средней крупности	мелкий и пылеватый песок	супесь	суглинок	глина
В за 30 мин, см^3	≤ 10	≤ 15	≤ 22	≤ 22	≤ 25	≤ 25
ПСНС через 10 мин, Па	$> 7,0$	$> 5,0$	$> 2,0$	$< 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 4,0$

Стабильность и отстой воды характеризуют способность раствора не расслаиваться в состоянии покоя. Стабильностью называется разность объемных масс верхнего и нижнего слоев раствора, залитого в специальный цилиндр, отстоем — количество отстоявшейся над ним воды.

От условной вязкости раствора, измеряемой временем истечения из воронки с трубкой, зависит его подвижность и способность проникать в поры грунта.

Содержание песка в растворе характеризует степень его загрязненности и определяется в процентах по отношению к твердой фазе в нем. Водородный показатель выражается числами от 1 до 14 и определяет концентрацию водородных ионов в растворе.

Вода для приготовления глинистого раствора должна соответствовать требованиям ГОСТ 4797—69. Роджерс рекомендует применять пресную воду, содержащую менее 1% NaCl или менее 120 мг/л ионов кальция.

Глинистые растворы испытывают в лабораторных условиях, а контроль их параметров осуществляют на строительной площадке. Описание методики проведения исследований глинистых

растворов и необходимого оборудования для этой цели приводится в работах [52, 53, 59]. Особое внимание при этом уделено нахождению предельного статического напряжения сдвига (ПСНС) и водоотдачи раствора.

ПСНС характеризует прочность образовавшейся структуры, а также способность раствора удерживать во взвешенном состоянии выбурунную породу и утяжелитель. От прочности структуры зависят плотность и водонепроницаемость глинистой пленки и закольматированного грунта, поры которого заполняются гелем раствора. Зная ПСНС, можно определить диаметр частиц, удерживаемых в растворе во взвешенном состоянии (в см):

по формуле Жуховицкого

$$d = 0,06 m P_s : (\gamma_2 - \gamma_1); \quad (6)$$

по формуле Кардвелла

$$R = 3G : (\rho_s - \rho_m) g, \quad (7)$$

где d — диаметр частиц, см; m — коэффициент, зависящий от формы частиц (для частиц неправильной формы $m=2$); P_s — ПСНС, Па; γ_2 — плотность бентонита, г/см³; γ_1 — объемная масса глинистого раствора, г/см³; R — радиус частиц, см; G — ПСНС, Па; ρ_s — плотность частиц, г/см³; ρ_m — объемная масса раствора, г/см³; $g = 981$ см/с² — ускорение силы тяжести.

Водоотдача глинистого раствора имеет большое значение, так как при рытье траншей обязательно встречаются гидрофильтры породы (глинистые), интенсивно впитывающие воду из раствора. Вследствие этого их объем увеличивается, что приводит к сужению сечения разрабатываемой траншеи, а затем и к обвалам ее стенок. Насыщение водой песчаных грунтов также может привести к обрушению грунта, что наблюдалось автором при проведении опытов с растворами местных глин с водоотдачей ($B \geq 40$ см³). Водоотдачу раствора за любой отрезок времени, зная водоотдачу за какой-либо другой промежуток, можно вычислить по соотношению

$$B_2 = B_1 \sqrt{(T_1 - T_2)},$$

где B_1 — известная водоотдача за время T_1 , а B_2 — искомая, за время T_2 .

В Советском Союзе глинистые растворы применяют с водоотдачей $B \leq 25$ см³ за 30 мин. В США в соответствии с техническими условиями стандартных методов испытания буровых жидкостей по показателю водоотдачи за 30 мин растворы разделяются на плохие — с $B \geq 25$ см³, удовлетворительные — с $B \leq 15$ см³ и хорошие — с $B \leq 8$ см³.

Гейтс и Боуил [62] исследовали влияние фракционного состава твердой фазы раствора на его водоотдачу. Анализ показал, что содержание в глинистом растворе большого количества — от 40% и более — коллоидных частиц (диаметр менее 0,001 мм) обуславливает низкую водоотдачу раствора. Глини-

стые растворы с высокой водоотдачей содержали в среднем 1% коллоидной фракции, 94% суспензионной фракции и 5% песка.

Гидроизоляционные свойства грунта, закольматированного тиксотропным раствором. При строительстве подземных сооружений способом «стена в грунте» вопросы их гидроизоляции приобретают особое значение. Обычно для гидроизоляции стен применяют торкрет-бетон, различные составы на основе битума и реже — листовую сталь. Однако опыт строительства показывает, что наиболее надежная гидроизоляция сооружений — это слой пристенного грунта, закольматированного тиксотропным раствором.

Находящийся в траншее глинистый раствор проникает в поры и трещины грунта, образуя на нем пленку толщиной 2—5 мм. Взаимодействие взвешенных глинистых частиц в воде с частицами грунтового скелета выражается, с одной стороны, в чисто механическом задержании движущихся взвешенных частиц в порах фильтрующего грунта, а с другой — в возникновении непосредственных физико-химических связей между этими частицами и скелетом фильтрующего грунта. Это взаимодействие называется кольматацией. В процессе проникновения раствора в грунт скорость его движения снижается и, наконец, на определенной глубине прекращается. Находящийся в покое раствор образует в порах грунта новую структуру — гель, а на поверхности грунта — глинистую пленку.

Толщина слоя закольматированного грунта зависит от глубины траншеи, физико-механических характеристик грунта и тиксотропных свойств раствора. Например, на глубине 3 м от уровня раствора в траншее при отсутствии грунтовых вод толщина закольматированного слоя в галечнике может достигнуть 1,5 м, в песке — 8 см и более; в гравии с $k_f = 1 \cdot 10^{-1}$ см/с после обработки его бентонитовым раствором коэффициент фильтрации уменьшился до величины $3,24 \cdot 10^{-6}$ см/с, т. е. практически гравий стал водонепроницаемым.

Свойства глинистой пленки и закольматированного грунта зависят в первую очередь от тиксотропных свойств раствора. Образование тонкой водонепроницаемой пленки возможно при использовании высококачественных растворов, так как тонкодисперсные глинистые частицы плотно прилегают друг к другу, между ними возникают прочные коагуляционные связи и отсутствует свободная вода. Поры несущего грунта закупориваются гелем тиксотропного раствора, в результате чего образуется практически водонепроницаемый слой закольматированного грунта. Применение же недоброкачественного раствора, имеющего повышенную объемную массу, сохранит устойчивость траншеи, но образование водонепроницаемой глинистой пленки и кольматация грунта не произойдут.

Свойства закольматированного слоя грунта можно использовать при укладке бетонной смеси в траншее. Обычно перед

укладкой бетона загрязненный раствор заменяют чистым. При условии же образования водонепроницаемой глинистой пленки и закольматированного грунта загрязненный раствор можно заменить водой, что улучшит условия и качество укладки бетонной смеси методом ВПТ.

При наблюдении за процессом кольматации важно проследить уменьшение коэффициента фильтрации грунтов во времени. Такие исследования для песков были проведены Н. В. Орнатским, Е. М. Сергеевым, Ю. М. Шехтманом [25] и др. На основании этих результатов можно сделать общее заключение, что уменьшение водонепроницаемости песков в начальный период кольмации происходит достаточно интенсивно при величине гидравлического градиента в пределах 0,2—2 (для сравнения водонепроницаемости закольматированного слоя грунта см. средние значения коэффициента фильтрации некоторых грунтов [59]).

Н. В. Феоктистовой [37] наблюдалась глубокая кольмация грунта бентонитовым раствором с объемной массой $\gamma_p = 1 \cdot 10 \text{ г/см}^3$ при строительстве способом «стена в грунте» канализационного колодца под Москвой. Для определения зоны кольмации и физико-механических свойств закольматированного слоя после выемки грунта из колодца по его períметру на границе с бетоном были отобраны восемь монолитов на глубине 6,5—6,7 м (рис. 9). Несущий грунт представлен супесью с содержанием частиц размером менее 0,005 мм (около 4,5%) и песком средней крупности. Закольматированный слой грунта имел толщину до 9 см, толщина глинистой пленки составляла 3—4 мм. По лабораторным данным коэффициент водонепроницаемости такой пленки равен $2 \cdot 10^{-9} \text{ см/с}$ при ее пористости 88%.

Гранулометрический состав закольматированного слоя показывает большое содержание в нем глинистых частиц диаметром менее 0,005 мм — 34,4%. По плотности грунта $\gamma_r = 2,67 \text{ г/см}^3$ и коэффициенту фильтрации $k_f = 3,3 \cdot 10^{-8} \div 3 \cdot 10^{-11} \text{ см/с}$ при изменении давления в пределах 0,025—0,25 МПа закольматированный слой представляет собой водонепроницаемую тугопластичную глину со сцеплением $C = 0,01 \div 0,025 \text{ МПа}$ и тангенсом угла внутреннего трения $\operatorname{tg} \phi = 0,019 \div 0,260$. Очевидно, это обеспечило водонепроницаемость железобетонных стен канализационного колодца под Москвой, в котором после выемки грунта фильтра-

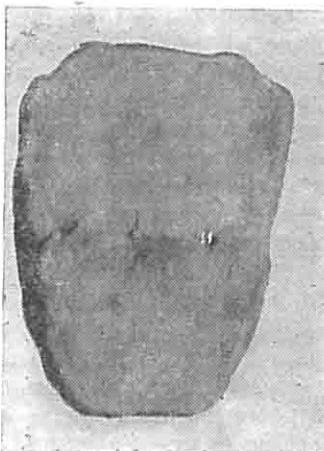


Рис. 9. Образец закольматированного пристенного слоя грунта

ция не наблюдалась. Тиксотропный раствор, кольматируя бетон, также снижает и его водопроницаемость [24].

Регулирование параметров глинистых растворов. Исходя из экономических соображений, важно максимально использовать способность глин образовывать тиксотропные растворы и уметь регулировать их параметры в процессе производства работ. Различают следующие способы воздействия на глинистые растворы: механический, ультразвуковой и химический.

Механический способ заключается в том, что в процессе приготовления раствора добиваются максимальной диспергации глины и очищения загрязненного раствора от примесей, попадающих в него во время разработки траншей. Если раствор имеет повышенную объемную массу за счет обогащения разрабатываемым грунтом, то его можно разбавить водой до определенной концентрации, при которой параметры остаются в пределах допустимых. Однако основная задача механической обработки раствора — диспергация твердой фазы раствора до мельчайших частиц. Исследованиями В. С. Шарова [40] и других установлено, что наиболее прочная структура образуется именно в таких растворах. При этом повышаются прочность и водонепроницаемость глинистой пленки и закольматированного грунта.

Физическая сущность ультразвуковой обработки раствора заключается в том, что при действии на него упругих колебаний образуются кавитационные пузырьки, разрыв которых создает огромные давления, являющиеся источником мощного воздействия и усиливающие интенсивность физико-химических процессов. Наиболее эффективное диспергирующее действие на глинистые растворы оказывают ультразвуковые колебания с частотой 19,5 кГц. При этом образуются структуры, характеризующиеся максимальной устойчивостью и полной стабильностью. Обработка растворов ультразвуком довольно сложна и в настоящее время в производственных условиях не применяется.

Химическая обработка раствора заключается в том, что в него вводят химические реагенты; если их вводят перед началом разработки траншей, то это — первичная обработка, а если в процессе производства работ для поддержания или изменения свойств раствора — дополнительная. В практике бурения нефтяных и газовых скважин применяются несколько десятков различных химических реагентов. При строительстве же способом «стена в грунте» исключаются реагенты для повышения термостойкости и снижения поверхностного натяжения на границе с газом и нефтью, а также пеногасители и др.

По характеру действия химические реагенты можно разделить на две группы: **пептизаторы** — щелочные электролиты NaOH , Na_2CO_3 , NaPO_3 и др. и **стабилизаторы** — поверхностно-активные реагенты, гидрофильные защитные коллоиды (УЩР, ССБ, КМЦ), белки, глюкозиды и др. Эти реагенты, адсорби-

руясь на поверхности частиц глины, утолщают вокруг них гидратные оболочки, которые являются структурно-механическим барьером, препятствующим их агрегированию. Повышение количества связанный воды, увеличение числа дисперсных частиц в твердой фазе повышают вязкость и ПСНС раствора и снижают его водоотдачу.

При рассмотрении воздействия электролитов различной концентрации на глинистые растворы различают области стабилизации, структурообразования и коагуляции. Область, в которой повышение концентрации реагента приводит к уменьшению вязкости, предельного статического напряжения сдвига и водоотдачи, называют областью стабилизации. Дальнейшее добавление электролита в раствор ведет к уменьшению заряда и гидратации глинистых частиц, а также к возрастанию возможности их слипания. При этом улучшаются тиксотропные свойства растворов, вязкость и предельное статическое напряжение сдвига. Эта область концентрации электролита при действии его на раствор называется областью структурообразования.

Большие концентрации электролита приводят к тому, что заряд глинистых частиц приближается к нулю, соответственно уменьшается гидратация, частицы начинают слипаться друг с другом, образуя агрегаты, оседающие в растворе. Область высоких концентраций раствора называют областью коагуляции.

В процессе обработки растворов электролитами происходит обмен катионов, при этом, если замещаются катионы, ухудшающие стабильность, катионами, улучшающими ее, то происходит стабилизация раствора. В качестве электролитов чаще всего применяют кальцинированную соду, каустическую соду, жидкое стекло, поваренную соль, известь, цемент и фосфаты.

Кальцинированная сода Na_2CO_3 дает возможность перевести кальциевые глины в хорошо набухаемые и легко диспергируемые натриевые; она применяется также для смягчения жесткой воды и связывания ионов кальция в растворах, содержащих цемент, гипс и др. Каустическая сода (каустик) NaOH действует на растворы, как и кальцинированная сода, но не удаляет из них ионы кальция; она употребляется реже кальцинированной, так как дороже и очень гигроскопична.

Жидкое стекло (силикат натрия или калия) имеет формулу $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ или $\text{K}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$, где n — количество молекул кремнезема. При добавлении 3—5% жидкого стекла (от общего объема) вязкость, статическое напряжение сдвига и pH раствора значительно повышаются.

Поваренная соль (хлористый натрий) NaCl применяется в процессе комбинированной обработки растворов; например, сначала раствор обрабатывают УЩР,* а затем для повышения его структурно-механических свойств — поваренной солью.

* УЩР — углешелочной реагент.

Известь $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в количестве 3—5% от объема раствора используется для его обработки как реагент-структурообразователь; ее применяют также при обработке растворов, потерявших восприимчивость к другим химическим реагентам. С этой же целью употребляют цемент.

Фосфаты — различные соли фосфорной кислоты — применяют для понижения вязкости, статического напряжения сдвига (СНС), а также для удаления ионов кальция из раствора.

Химические реагенты второй группы — это высокомолекулярные вещества, из которых наиболее часто применяют углешелочной реагент (УЩР), торфощелочной реагент (ТЩР), карбоксиметилцеллюозу (КМЦ), сульфитно-спиртовую барду (ССБ), конденсированную сульфитно-спиртовую барду (КССБ), окзил, лигнин, сунил, полифенольный лесохимический реагент (ПФЛХ), крахмал, гипан, метас и др.

Наиболее эффективными, дешевыми и доступными химическими реагентами являются УЩР и ТЩР. Их применяют для диспергации твердой фазы раствора, создания прочной структуры, предотвращения слипания глинистых частиц и снижения водоотдачи. К отрицательным свойствам УЩР и ТЩР относится повышение липкости глинистой пленки на стенах траншеи и частиц разрабатываемого грунта.

КМЦ применяется для снижения водоотдачи и СНС раствора. Вязкость раствора при добавках КМЦ не снижается и даже может увеличиться.

Применение тампонажных растворов при строительстве стен в грунте из сборного железобетона. Стены в грунте могут устраиваться из сборных железобетонных элементов, опускаемых в траншее, которые отрываются так же, как и для стен из монолитного железобетона (см. § 5 гл. I). Устройство таких стен дает гарантию высокого качества и водонепроницаемости бетона стен, позволяет уменьшить их толщину и делает удобным заблаговременное размещение закладных деталей и выпусков арматуры для соединения стен с внутренними конструкциями подземного помещения.

При использовании сборных конструкций для возведения их в траншее, заполненной бентонитовым раствором, водонепроницаемость стыков панелей обеспечивается их замоноличиванием специальными медленно твердеющими тампонажными растворами. К таким растворам предъявляется ряд требований: способность находиться в жидком состоянии в течение всего времени производства работ — приблизительно в течение 1—2 суток (за рубежом этот срок сокращен до 12 ч); водонепроницаемость и прочность затвердевшего раствора должны быть не меньше, чем у грунта окружающей его стены или грунта, на который она опирается. Кроме того, раствор, осевший и затвердевший на фасадной стенке, не должен обладать излишней прочностью, чтобы не затруднять работы по очистке сборных

панелей после выемки грунта из котлована, в котором устраивается подземное сооружение.

Соединение панелей и заполнение полостей между ними и грунтом траншеи тампонажным раствором можно осуществить тремя способами [80, 81]:

- 1) заменить часть тиксотропного раствора, под которым открыта траншея, специальным цементно-глинисто-песчаным раствором (ЦГПР), затем опустить в траншее желобобетонные элементы, и вытесняемый ими ЦГПР заполнит швы между грунтом траншены и стеной;
- 2) залить швы между панелями и пазухи между стенкой и грунтом траншены ЦГПР, нагнетаемым через трубы, заложенные в панели при заводском изготовлении, а также закладываемые встыки между панелями при производстве работ;
- 3) в тиксотропный раствор, под которым открыта траншея, вводить специальные добавки для его твердения.

Применение специальных ЦГПР обеспечивает водонепроницаемость стыков панелей и расчетную прочность сооружения. Зарубежными фирмами («Префазив», «Паносоль» и др.) разработан состав таких растворов, но не указывается технология их приготовления. Например, состав № 1 (в %) с $\gamma = 1,7 - 1,8 \text{ г/см}^3$:

песок крупнозернистый	40
портландцемент	6
бентонит	9
вода	45
добавки	до 2

При таком высоком содержании крупнозернистого песка раствор быстро расслаивается вследствие выпадения песчаных частиц в осадок, а для регулирования стабильности применяют специальные добавки.

Обычно в состав ЦГПР входят цемент, бентонит, песок, вода, химические и пластифицирующие добавки. Состав ЦГПР подбирается в лаборатории по следующему методу. В лабораторной растворомешалке готовят бентонитовый раствор, исходя из условий максимальной стабильности и минимального водоотделения, замеряют его плотность и через 1 и 10 мин — предельное статическое напряжение сдвига $\sigma_{1,10}$. Затем определяют гранулометрический состав песка и находят наибольший диаметр частиц d_{10} , содержание которых превышает 10%.

Предельное статическое напряжение сдвига для удержания зерен песка во взвешенном состоянии вычисляют по формулам (6) и (7). Если измеренное $\sigma_{1,10}$ бентонитового раствора меньше расчетного, необходимо его повысить с помощью химически активных добавок, которые подбираются в лабораторных условиях. Далее в бентонитовый раствор засыпают песок, масса которого в кг на 1 м³ бентонитового раствора определяется по формуле:

$$\Pi = \gamma_n [(\gamma_2 - \gamma_{\text{б.р}}) : (\gamma_n - \gamma_{\text{б.р}})] \cdot 1000,$$

где γ_p , $\gamma_{b.p}$, γ_2 — соответственно объемные массы песка, бентонитового раствора и раствора после добавки песка, $\text{т}/\text{м}^3$ (γ_2 не менее $1,55 \text{ т}/\text{м}^3$).

Для приготовления ЦГПР не рекомендуется применять пылеватые и мелкозернистые пески. Приближенная зависимость прочности ЦГПР в возрасте 7 суток от содержания в нем цемента марки 400 показана ниже.

Содержание цемента, кг	100	200	300	400	500
----------------------------------	-----	-----	-----	-----	-----

Прочность ЦГПР, Па	1	3	4	10	20
------------------------------	---	---	---	----	----

Количество пластифицирующей добавки зависит от заданной пластичности раствора — расплыва по конусу АзНИИ. Исследования показали, что добавка ССБ дает наибольший эффект подвижности, удобоукладываемости и пластичности раствора. Оптимальным является введение 0,15—0,25% ССБ от общей массы цемента и глины. Обычно на стройке используется концентрированный раствор ССБ. Для расчета в нем ССБ (в %) пользуются формулой

$$a = 172,7 \cdot (\gamma - 1) : 0,727 \gamma,$$

где γ — плотность концентрированного раствора ССБ, $\text{г}/\text{см}^3$.

Тогда массу концентрированного раствора ССБ можно найти из выражения:

$$P = Q \cdot 100 : a,$$

где Q — необходимая масса сухой ССБ, кг.

Насыщенный раствор ССБ разбавляют водой до 20—30-процентной концентрации. Воду, использованную для разбавления, необходимо учитывать при расчете состава ЦГПР. Вода должна отвечать требованиям ГОСТ 4797—69.

Для контроля прочности и фильтрационных свойств ЦГПР необходимо из раствора, состав которого подобран по описанной выше методике, изготовить стандартные кубики, уложить их для твердения в бентонитовый раствор и испытать в возрасте 7, 14 и 28 суток на прочность и водонепроницаемость.

По приведенной методике был подобран состав ЦГПР при строительстве одного из сооружений под Ярославлем. Результаты приводятся в табл. 5.

Таблица 5

Состав ЦГПР	Масса составляющих ЦГПР, кг/м ³					Прочность на сжатие, МПа	
	Цемент	Песок	Глина	Вода	ССБ сухой	7 сут.	28 сут.
1	232	680	108	600	1,00	0,225	0,42
2	235	680	115	600	0,90	0,250	0,51
3	262	650	137	600	0,85	0,300	0,79
4	270	650	130	600	0,85	0,340	0,90

На строительной площадке тампонажный раствор можно готовить на основе цементно-песчаного раствора заводского изготовления с добавлением необходимого количества бентонита, специальной химической добавки и воды. Качество раствора проверяется, как было описано ранее.

Заполняя швы между панелями, а также пазухи между стеной и грунтом траншеи нагнетанием ЦГПР через трубы, закладываемые в панели и между ними, раствор необходимо подавать без перерывов и контролировать его подвижность до момента окончания работ по тампонажу участка стены. Во время перерывов в подаче ЦГПР или при низких показателях подвижности может произойти его перемешивание с глинистым раствором или же глинистый раствор вообще может оказаться не вытесненным ЦГПР.

При возведении стен из сборных элементов, когда пространство между ними и грунтом траншеи заполняется тампонажным раствором, происходит кольматация пристенного участка грунта (рис. 10). Закольматированный грунт прымывает непосредственно к тампонажному раствору, а между стеновой панелью и слоем тампонажного раствора образуется бентонитовая пленка толщиной 1—2 мм. На закольматированном грунте бентонитовая пленка толще — до 3÷4 мм. Например, были отобраны образцы закольматированного грунта на строительстве одного из сооружений Москвы (рис. 11). Несущий грунт — мелкозернистый песок, закольматированный бентонитовым раствором, представляет собой мягкотягучую глину с $k_f = n \cdot 10^{-8}$ см/с (по данным компрессионных испытаний). На нем образовалась плотная водонепроницаемая бентонитовая пленка толщиной 2 мм.

В настоящее время во ВНИИГСе разрабатываются составы и технология приготовления тампонажных растворов, исходя из предъявляемых к ним требований и условий производства работ.

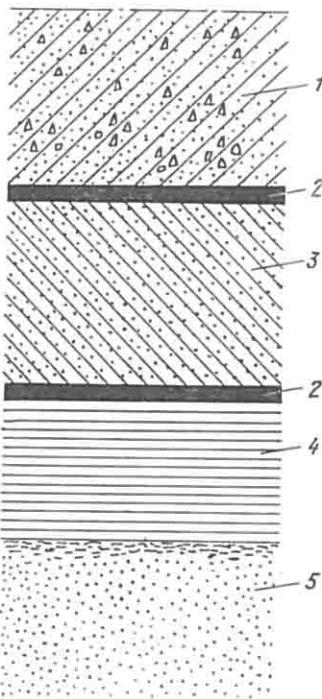


Рис. 10. Разрез стены в грунте из сборных элементов

1 — сборная панель; 2 — бентонитовая пленка; 3 — тампонажный раствор; 4 — закольматированный грунт; 5 — грунт в естественном состоянии

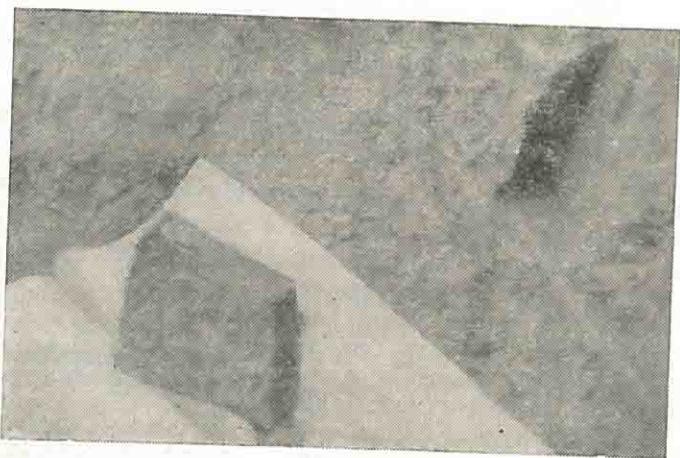


Рис. 11. Закольматированный грунт при строительстве из сборных элементов

§ 4. ТИПЫ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ СПОСОБОМ «СТЕНА В ГРУНТЕ»

Опыт проектирования и строительства за рубежом и в Советском Союзе показал, что способ «стена в грунте» может быть успешно применен при строительстве объектов следующего назначения:

гражданских подземных помещений нежилого назначения — гаражей, торговых центров, складов, кинотеатров и др.;

промышленных подземных помещений — цехов I и II размола на обогатительных фабриках, установок для непрерывной разливки стали, скраповых ям, приемных бункеров для переработки навалочных грузов и др.;

водозаборных сооружений — насосных станций, очистных сооружений; подземных улиц и проездов, тоннелей мелкого заложения транспортного назначения;

фундаментов зданий и ограждений котлованов для устройства подземных помещений вблизи существующих зданий;

сухих доков и шлюзов, набережных и других гидротехнических сооружений.

Как показал опыт, применение способа «стена в грунте» наиболее эффективно:

в сложных гидрогеологических условиях и при наличии высокого уровня грунтовых вод;

при наличии водоупора на практически достижимой глубине;

при устройстве подземных помещений и ограждений котлованов в городских условиях вблизи существующих зданий.

В процессе проектирования подземных сооружений для их строительства способом «стена в грунте» следует учитывать, что в настоящее время траншеи разрабатывают шириной в пределах

40—100 см, глубиной до 35—40 м, стыки между захватками не имеют жесткого соединения и устойчивость стенок обеспечивается распорками или наклонными анкерами.

Наиболее распространенными объектами строительства в больших городах являются подземные гаражи. При строительстве гаража большой площади число этажей ограничивается тремя — пятью на 1000 машин и более. Если гараж устраивается на ограниченной площади, то число этажей может составлять шесть — одиннадцать.

Следует отметить, что широкое развитие строительства подземных гаражей экономически оправданно при размещении их в густо застроенных, обычно старых центральных городских районах, где уже использованы все возможности хранения и стоянки автомашин. Вот почему, когда появилась возможность строить подземные гаражи, например, в Париже и в других крупных городах мира, обнаружился громадный приток средств в капитальное строительство гаражей и быстрый рост их численности.

Построенные до настоящего времени подземные гаражи могут быть разделены на два типа:

подземные помещения, которые строятся только для гаража и над ними не возводятся какие-либо надземные сооружения; такие гаражи устраиваются под площадями, парками, бульварами и улицами (шириной более 20 м) и даже в русле реки (например, в Женеве под р. Роной);

подземные гаражи в подвальных помещениях гражданских зданий; обычно для них используются большие по площади и высотные здания. Это наиболее экономичный тип гаражей, и он может быть использован лишь при новом строительстве подобных зданий в старых районах города.

Оба типа гаражей, как и вообще другие подземные помещения, пока лишь в редких случаях могут быть экономически оправданы в условиях застройки новых районов с нелимитированной территорией.

Для строительства подземных помещений промышленного назначения рационально в ряде случаев взамен способа опускного колодца применять способ «стена в грунте». Это дает возможность запроектировать подземное помещение любого очертания в плане, уменьшить толщину стен и исключить работы по водопонижению и интенсивному водоотливу.

Рассмотрим возможные решения такого строительства подземных помещений и сооружений.

Устройство цехов размоля асбестообогатительной фабрики. На рис. 12 показано помещение размером 60×40 м, глубиной 33 м, возводимое способом «стена в грунте» взамен опускного колодца диаметром 42,7 м, глубиной 43 м, с толщиной стенок 1,6—3,0 м.

Для удовлетворения технологических требований необходимо было бы заглубить опускной колодец в скалу на 10 м и устроить водопонижение с интенсивным водоотливом. При-

Таблица 6

Показатель	Опускной колодец	«Стена в грунте»
Объем подземного помещения, м ³	58 000	42 000
Площадь, м ²	1 430	1 200
Объем железобетонных конструкций стен, м ³	13 000	4 100
» вынутых скальных пород, м ³	16 400	120

менение способа «стена в грунте» позволяет упростить и удешевить строительство. Это наглядно видно из табл. 6, где приведены основные технико-экономические показатели строительства двумя способами.

Возвведение подземных конструкций сооружений способом «стена в грунте» позволяет заменить трудоемкие работы способа

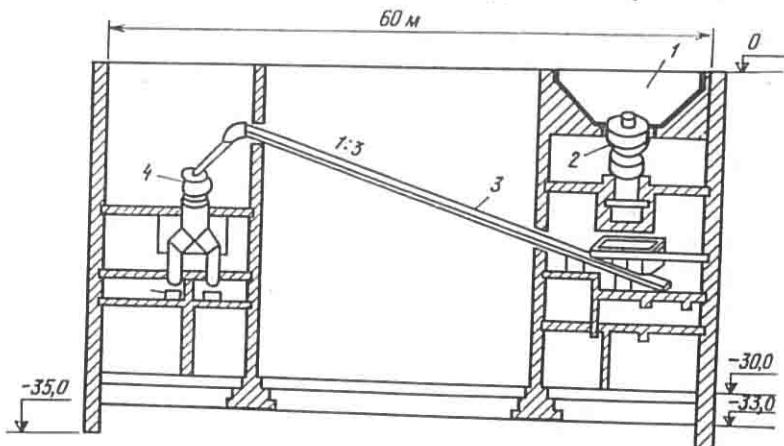


Рис. 12. Разрез подземного сооружения асбестообогатительной фабрики, возводимого способом «стена в грунте»

1 — приемный бункер; 2 — мельница I помола; 3 — транспортер; 4 — мельница II помола

опускного колодца менее трудоемкими. Дополнительный эффект от применения удлиненного по форме подземного помещения достигается за счет возможности размещения внутри него части конвейера, подающего наверх готовую продукцию от мельницы II помола.

Механизированные бункерные склады для перегрузки железнодорожных вагонов с навалочными грузами. При переработке навалочных грузов, прибывающих в саморазгружающихся транспортных средствах, полной комплексной механизации способствует применение заглубленных складов или эстакад, расположенных в уровне стационарных путей.

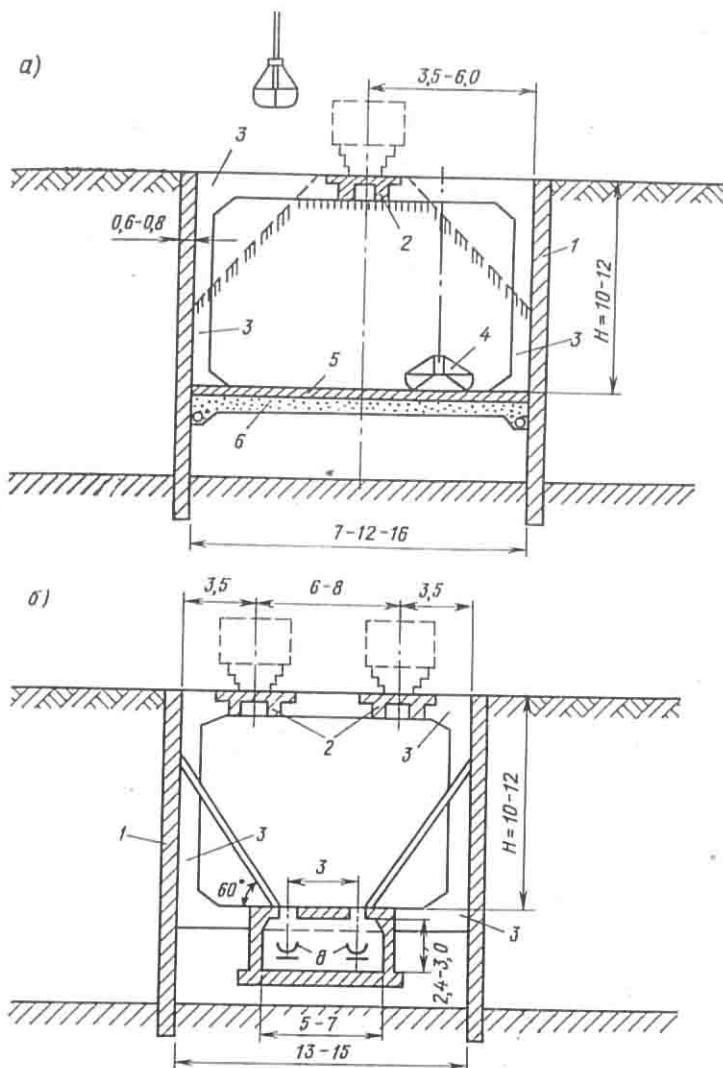


Рис. 13. Устройство бункерных складов способом «стена в грунте»
 а — однопутного с плоским днищем (разгрузка грейферами); б — двухпутного с наклонными стенками (разгрузка ленточными конвейерами);
 1 — стена в грунте; 2 — прогон; 3 — рама; 4 — грейфер; 5 — плоское днище; 6 — дренаж

В этих случаях груз самотеком поступает в приемные бункера, откуда подается различными средствами механизации на склады или на дальнейшую переработку.

На рис. 13 показаны технологические схемы, которые наиболее часто используются при разгрузке бункерного склада

грейферными кранами либо ленточным конвейером, расположенным в одну или две линии.

Размеры поперечного сечения заглубленного склада зависят от вместимости и длины разгрузочной эстакады. Они устраиваются шириной от 6 м (без складской емкости) до 16 и глубиной 6—10 м.

В процессе сооружения заглубленного склада рационально использовать для ограждения котлована способ «стена в грунте», обеспечивающий устройство сухого котлована необходимой глубины. Примером такого строительства является галерея, построенная трестом Гидроспецфундаментстрой из сборных элементов на заводе в г. Тутаеве Ярославской области.

Наиболее удобны для эксплуатации такие схемы, в которых железнодорожные пути проходят по прогонам, опирающимся на поперечные ригели, служащие одновременно распорками для обеспечения общей устойчивости стен в грунте. Нижние ригели располагаются в уровне днища. Если стены не способны воспринять полезную нагрузку, то в работу включается днище сооружения.

Помещения для непрерывной разливки стали. В практике отечественного строительства подземные помещения установок для непрерывной разливки стали устраиваются значительных объемов и глубин. Как правило, они строятся круглого или эллиптического очертания способом опускного колодца, несмотря на то что для технологического процесса более целесообразно иметь прямоугольное помещение. Сведения о трех очень больших подземных помещениях, построенных за последние годы, приведены в табл. 7.

Т а б л и ц а 7

Форма сооружений	Длина, м	Ширина, м	Глубина, м		Толщина, м	
			ножа	днища	стен	днища
Эллипс	40	30	32	28	1,25 ÷ 2,50	2,0
Овал	78,6	28,2	25,6	22,7	1,9 ÷ 3,6	2,9
Круг	$d = 60$		20,3	17,3	0,8	3

Характерная особенность таких сооружений — разделение их по высоте междуэтажными перекрытиями, которые могут служить распорками. Вследствие этого при строительстве подземных помещений для непрерывной разливки стали может быть успешно применен способ «стена в грунте», который дает возможность возводить помещения любой конфигурации в плане, наиболее удобной для расположения технологического оборудования. Это позволило бы значительно упростить и удешевить

их строительство, а, кроме того, получить наиболее удобную прямоугольную форму в плане.

Скиповые ямы. Для заглубления скипового подъемника ниже поверхности грунта при строительстве домен устраиваются скиповые ямы, сооружаемые способом опускного колодца. Для этой цели могут успешно применяться ограждения с прямолинейными стенами, возводимыми способом «стена в грунте». Скиповые ямы обычно имеют размеры в плане от 10×10 до 15×15 м при глубине до 10—17 м. При таких размерах для обеспечения устойчивости стен достаточно применять горизонтальные балки жесткости.

Строительство водозаборных и канализационных сооружений. ВНИИГСом и ЛО ГПИ Фундаментпроект было проведено сравнение вариантов опускного колодца и способа «стена в грунте» на основе проекта водозабора, построенного в Котласе.

Опускной колодец запроектирован размером 20×25 м и глубиной 20 м. Стены колодца устраивались в котловане глубиной 3 м, огражденном с трех сторон стенкой из металлического шпунта, доведенным до водоупора. При погружении колодца осуществлялось водопонижение. Если вести строительство этого объекта способом «стена в грунте», приняв те же размеры в плане, а толщину стен 0,6 м и глубину 20 м с заделкой в водоупор на 4 м, то при использовании способа «стена в грунте» отпадет необходимость применения шпунта и водопонижения, а также значительно сократится объем бетона и стали (табл. 8).

Таблица 8

Способ строительства	Объем бетона м ³		Расход стали, т
	стен	днища	
Опускной колодец	5280	910	540
Стена в грунте	2093	615	262

Имеющийся опыт устройства канализационных насосных станций показал целесообразность применения способа «стена в грунте». В настоящее время по этому способу построены два колодца в Ленинграде, один — в Загорске ($d=16$ м, $H=10$ м), один — в Мытищах ($d=8$ м, $H=12$ м) и четыре — в Москве; в 1975 г. в Вологде построена насосная станция диаметром 24 м из сборных элементов. Известны примеры подобного строительства и из зарубежной практики: во Франции построена большая канализационная перекачивающая станция диаметром 30,5 м, огражденная стенами высотой 9,5 м, толщиной 0,6 м, заглубленными в водоупор.

Стены в грунте применяются и при строительстве насосных станций для перекачки воды, необходимой для охлаждения турбогенераторов ТЭЦ. На рис. 14 показано расположение стен

в грунте: внешние стены колодца, служащие водонепроницаемой перемычкой, состоят из сплошной стены, а в центре стены сделаны с разрезами в виде не связанных между собой отдельных фундаментов.

За рубежом широко применяются стены в грунте при устройстве подземных улиц, проездов, при пересечении дорог и при переносе трамвайных и троллейбусных путей ниже дневной поверхности путем устройства тоннелей мелкого заложения. Наиболее эффективно использование способа «стена в грунте»

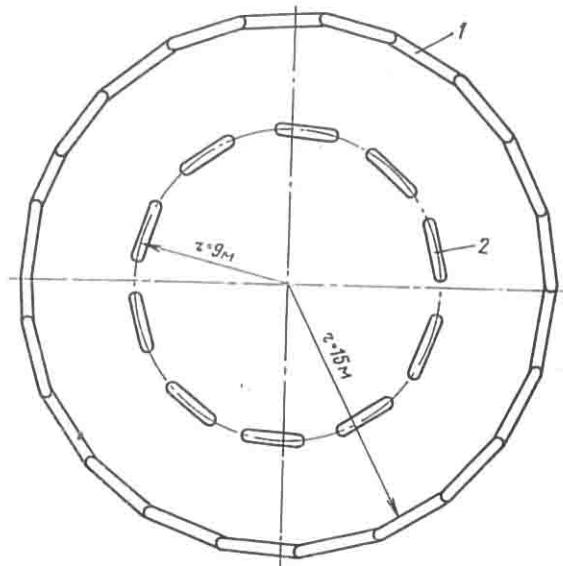


Рис. 14. Фундамент насосной станции для охлаждения турбин

1 — стена в грунте; 2 — простенок «барретт»

при высоком уровне грунтовых вод, когда в городских условиях недопустимо водопонижение для осушения котлована.

Устройство фундаментов из стен в грунте в обычных условиях не дает технико-экономических преимуществ перед другими видами фундаментов, и даже в трудных гидрогеологических условиях более экономичны свайные фундаменты. Объяснение кроется в том, что стены, забетонированные в траншее, наполненной глинистым раствором, имеют пониженное сопротивление вертикальным нагрузкам. Вот почему стены в грунте могут найти применение как фундаменты лишь при следующих условиях:

стены опираются на скальные или прочные грунты, т. е. когда они работают как стойки;

стены сооружаются в непосредственной близости к существующему фундаменту здания, прочность которого может быть нарушена при устройстве фундаментов из забивных свай; стены в грунте используются не только как фундамент, но и как ограждение подземного помещения.

В нашей стране ведутся исследования несущей способности стен в грунте на вертикальную нагрузку в различных грунтовых условиях. Рассмотрим несколько примеров использования стен в грунте как фундаментов.

Фундамент под дымовую трубу. В 1970 г. было закончено строительство двух дымовых труб теплоцентрали Бордо—Амбэ, фундаменты которых были устроены способом «стена в грунте». Конструкция фундамента показана на рис. 15. Трубы высотой 140 м, диаметром поизу 14 и поверху 12 м опираются на круглую железобетонную плиту диаметром 18 м, под которой звездообразно расположены шесть стен в грунте (глубина 21,5, длина 6 и толщина 0,6 м). Стены на 1,5 м заделаны в плотный мергель. Нагрузки на уровне верха фундамента: вертикальная — 20 000. кН, горизонтальная — 1000 кН.

Фундамент атомного реактора в Сен-Лоране. Стены в грунте впервые были применены при строительстве атомной электростанции на р. Луаре в качестве фундаментов двух реакторов (рис. 16). Каждый реактор массой около 40 000 т опирается на шестигранную железобетонную плиту (показана пунктиром), которую поддерживают 18 радиально расположенных стен в грунте. Эти стены вписаны в окружность диаметром 40 м и имеют два основных размера: по длине 16,2 м (6 штук) и 12,35 м (12 штук). Толщина фундаментных стен 0,8 м, высота — около 15 м. На строительной площадке, где устраивались стены, предварительно в сухом грунте был вырыт открытый котлован глубиной 10 м.

На рис. 16 рядом с планом расположения фундаментных стен под реактор показан план свайного фундамента, на котором возводилось соседнее сооружение.

Фундамент под турбогенератор в Бордо. Комплекс оборудования, входящего в агрегат турбогенератора, располагается на фундаментах из свай и стен. При нагрузке до 4500 кН использовались круглые сваи, а при больших нагрузках — стены в грунте в виде простенков («барретт») длиной до 18 м, толщиной 0,6 или 0,8 м. Сваи и стены в грунте опираются на

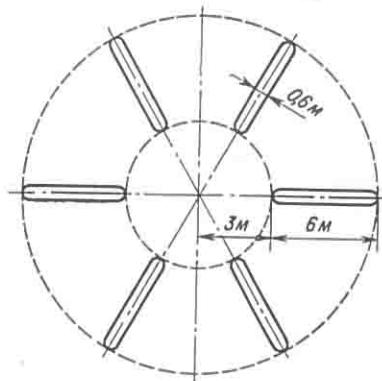


Рис. 15. Фундамент под дымовую трубу

отметке минус 21,0 м на плотный мергель. Группа фундаментов каждого агрегата окружена стенами в грунте. Общая устойчивость стен обеспечивается поперечными стенками, образующими крестообразное в плане сечение (рис. 17).

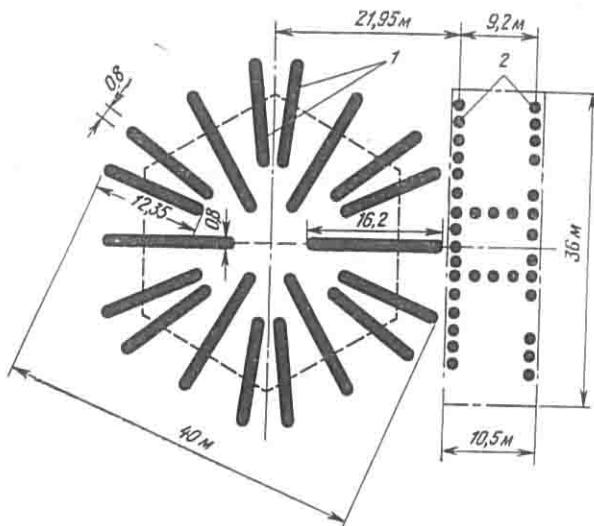


Рис. 16. Фундамент атомного реактора в Сен-Лоране
1 — стены в грунте; 2 — сваи

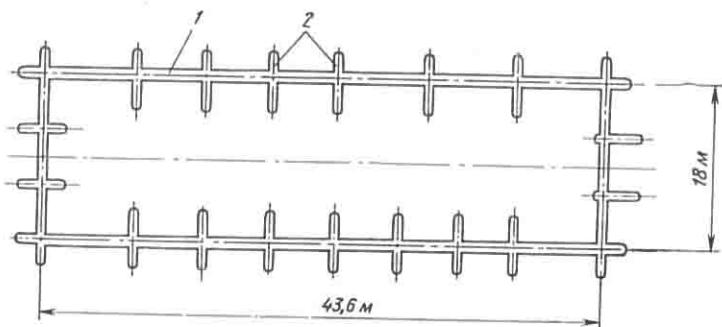


Рис. 17. Фундамент под турбогенератор
1, 2 — стены в грунте соответственно продольные и поперечные

Фундамент под пресс мощностью 1 000 000 кН, размером в плане $25,5 \times 17,7$ м, глубиной 12 м при толщине стен 1,5 м. В процессе его погружения осуществлялись водопонижение и водоотлив. Для получения необходимой по динамическому расчету массы фундамента междустенное пространство колодца почти на $\frac{2}{3}$ было заполнено бетоном. Использование способа «стена в грунте» (при толщине стен 0,6 м) для возведения

фундаментов этого пресса позволило бы отказаться от предварительного устройства открытого котлована, а доведя стены до отметки — 17 м (вместо — 12 м) с заглублением в водоупор, можно было бы не делать водопонижения и водоотлива.

Основной технико-экономический эффект от замены опускного колодца стенами в грунте заключался бы в значительном снижении трудоемкости работ и обеспечении устойчивости соседних сооружений цеха.

Строительство гидротехнических и портовых сооружений. На рис. 18 показано применение способа «стена в грунте» в ФРГ при реконструкции судоходного канала, имеющего ширину 18 и глубину 2,2 м. После реконструкции ширина канала, ограниченного вертикальными стенами в грунте толщиной 0,8—1 и высотой 16 м, имеет ширину 31 и глубину 5 м. Устойчивость подпорных стенок обеспечивается буровыми анкерами, наклоненными под углом 40° к горизонту и расположенными на расстоянии 2,5 м друг от друга. Несущая способность анкеров — от 950 до 1200 кН.

При строительстве портовых причальных сооружений применение способа «стена в грунте» может дать большой технико-экономический эффект как за счет снижения стоимости сооружения, так и за счет упрощения способов производства работ.

В порту Редкар (Бристоль) в Великобритании этим же способом начато строительство причалов длиной 1900 м дляrudовозов грузоподъемностью 200 000 т. Стены причала имеют толщину 0,8 м. Строительная площадка была намыта грунтом до отметки +3,75 м. Глубина акватории — 23 м. Глубина стен причала — от 20 до 30 м в зависимости от грунтовых условий. Площадь стен в грунте достигает 500 000 м².

Как показывает изучение зарубежного опыта, причальные сооружения успешно строятся на территориях, прилегающих к акватории. После возведения конструктивных элементов причальной стенки способом «стена в грунте» за ней удаляют грунт до необходимой глубины.

Способ «стена в грунте» обладает широкими возможностями, особенно в условиях городского строительства, когда необходимо обеспечить сохранность памятников архитектуры. Так, по заданию Государственного Эрмитажа Ленинградское отделение института Гипротеатр совместно с ВНИИГСом разработало проектные предложения по строительству комплекса обслуживающих помещений, используя подземное пространство в партерном сквере Зимнего дворца. Было установлено, что только способ «стена в грунте» обеспечивает в данных гидрогеологических условиях сохранность фундаментов Зимнего дворца и успех строительства этого объекта. Наружные стены запроектированы толщиной 0,6 м. Учитывая, что водоупорный слой грунта из моренных суглинков расположен на глубине 23—26 м, в проекте было предусмотрено стены до глубины 12 м делать

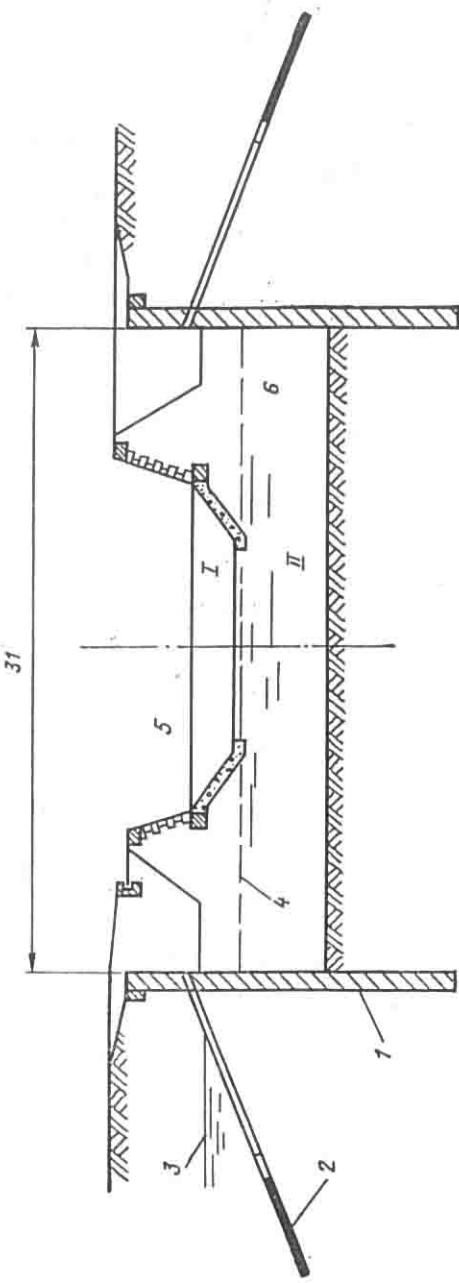


Рис. 18. Реконструкция мелководного канала в ФРГ
 1 — канал существующий; 2 — строящийся; 3 — стена в грунте; 4 — предварительно-напряженные анкера; 5 — переменный уровень грунтовых вод; 6 — уровень воды будущего канала; б — то же, существующее; б — котлован для устройства анкерных тяг

из монолитного железобетона, а ниже — траншею заполнять цементно-песчано-глинистым раствором, который создаст водонепроницаемый экран вокруг всего помещения и будет служить основанием для наружных железобетонных стен в грунте.

Рассмотрев далеко не все случаи возможного и рационального применения способа «стена в грунте», можно сделать вывод о перспективности его использования для осуществления возрастающего объема подземного строительства. Несомненно, что область применения способа «стена в грунте» будет расширяться, охватывая новые типы подземных сооружений.

§ 5. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ СТЕН В ГРУНТЕ

Несущие стены в грунте воспринимают как горизонтальные, так и вертикальные нагрузки. Вследствие этого при их конструировании необходимо учитывать все силы, действующие на стенку для обеспечения ее прочности и устойчивости в процессе строительства и эксплуатации сооружения. Наибольшее распространение за рубежом получили стены в грунте из монолитного железобетона с толщиной 0,6 м, имеются примеры, когда толщина стены составляет 0,4, 0,8 и 1 м.

В отечественной практике монолитные стены в грунте имеют толщину 0,6 м; оборудование, которое применяется в СССР, тоже, как правило, рассчитано на рытье траншей шириной 0,6 м. Следует отметить, что стена в грунте такой толщины обычно отвечает требованиям, предъявляемым к ее прочности, поскольку высота одноярусных подземных сооружений редко превышает 6 м, а многоэтажные помещения имеют высоту этажей от 2,5 до 5 м.

Фронт работ при устройстве стен в грунте разбивается на отдельные захватки, обычно имеющие длину 4—6 м и стыкующиеся между собой. Стыки могут устраиваться последовательно или в шахматном порядке, что зависит от принятого оборудования и условий производства работ (рис. 19).

Для увеличения жесткости стены можно делать контрфорсы, высота которых обычно задается из условия раскрытия челюстей грейфера. Однако применение контрфорсов создает некоторые затруднения при возведении стен, так как требуется сложная конфигурация форшахты.

Для армирования стен применяют арматуру периодического профиля. Как правило, она вяжется в каркасы, имеющие длину, соответствующую глубине траншеи, а ширину — длине захватки, причем толщина защитного слоя принимается равной 5—7 см. Вертикальная рабочая арматура каркаса не должна препятствовать свободному растеканию и движению вверх бетона при бетонировании методом ВПТ. Для этого расстояние между стержнями рабочей арматуры обычно принимается не менее 170—200 мм, т. е. на 1 м длины стены может устанавливаться

ваться не более шести стержней. Монтажная арматура в сжатой зоне обычно выполняется из стали периодического профиля диаметром 20—35 мм с шагом 250—500 мм.

На рис. 20 приведена возможная схема армокаркаса, которую рекомендуется принимать для стен высотой 10—12 м. При высоте стены более 12 м каркас может состоять из отдельных блоков, монтируемых на всю глубину и ширину захватки.

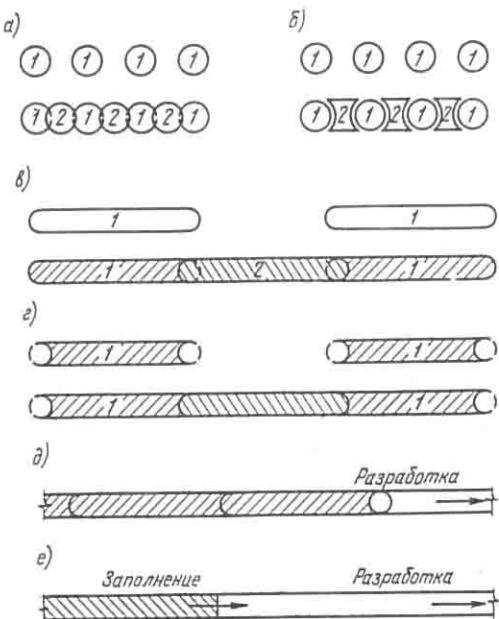


Рис. 19. Схема устройства сплошных стенок
 а — пересекающиеся сваи; 1 — скважины первой очереди бурения; 2 — то же, второй; б — соединяющиеся сваи; в — пересекающиеся отрезки траншеи; г — соединяющиеся траншеи (шов обрамлен опалубочными трубами); д — непрерывная траншея с секционным заполнением; е — то же, с непрерывным заполнением

В каркасе предусматривают места для установки бетонолитных труб, а с обеих сторон делаются специальные салазки с целью его фиксации в траншее (для обеспечения защитного слоя бетона). В верхней части приваривают поперечные стержни, которыми каркас опирается на форшахту, и закладные детали для присоединения к стене днища и поперечных стенок. Бетон, укладываемый в траншее методом ВПТ, должен отвечать требованиям СНиП III-В.1—70.

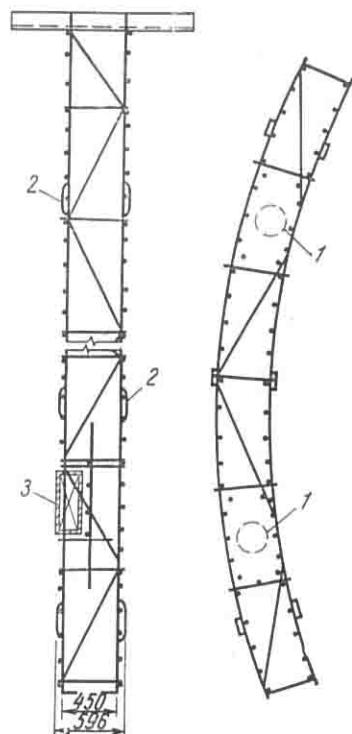


Рис. 20. Схема армокаркаса для несущих стен в грунте
 1 — бетонолитные трубы; 2 — салазки; 3 — закладные детали для устройства днища

Опыт отечественного и зарубежного строительства дает ряд дополнительных требований и условий, которые надо учитывать при проектировании стен в грунте, выполняемых из монолитного железобетона. Марка бетона обычно принимается не выше 300, крупность гравия или щебня — до 50 мм; бетон должен быть пластичным, время схватывания — максимальным, а осадка конуса — 16÷20 см. При удовлетворении этих требований и правильном осуществлении технологии укладки бетонной смеси в траншее под глинистым раствором методом ВПТ внешний вид стенки и качество бетона удовлетворяют требованиям СНиП.

Для повышения качества бетона исследуется возможность бетонирования стен в грунте методом ВПТ с применением малоподвижных бетонных смесей с осадкой конуса 5—7 см, укладываляемых с вибрированием.

Желательно принимать такую длину захватки, чтобы можно было закончить укладку бетона за срок, равный одному-двум срокам схватывания цемента, и чтобы сократить объем глинистого раствора, который придется выкачивать из траншей при бетонировании или подавать в нее при устройстве траншей. Для увеличения срока схватывания обычно применяют специальные добавки (ретардры).

В процессе бетонирования стенок необходимо в торце захватки устанавливать ограничители, которые в зависимости от конструкции принятого стыка придают ему соответствующую форму. В первые годы применения способа «стена в грунте» за рубежом почти единственной конструкцией ограничителя были металлические инвентарные трубы. Такие трубы служат одновременно и ограничителем, и опалубкой, формующей очертание стыка. После укладки бетона и его схватывания трубу удаляют, и торец захватки получает форму полуцилиндра. При бетонировании следующей захватки свежий бетон заполняет углубление, создавая стык.

Полуцилиндрический стык не всегда обеспечивает его водонепроницаемость, так как отклонение стенок траншей от вертикали или образование в них каверн приводят к тому, что труба не соприкасается плотно с грунтом по всей ее высоте. В результате этого бетон может вытекать в соседнюю захватку, а в зоне шва остается плохо связанный раствором щебень, что облегчает фильтрацию воды в сооружение. Кроме того, трудно очистить поверхность шва от глинистого осадка при бетонировании последующей захватки.

Применение металлических инвентарных труб дает наиболее простое решение, но из-за недостаточной их жесткости они могут быть использованы лишь для траншей глубиной не более 12—15 м. В отечественной практике между захватками применялись ограничители из железобетонных полых круглых свай или стальных труб, которые оставлялись в траншее и заполня-

лись бетоном. Однако из-за дефицитности труб этот способ нельзя признать экономичным. Для герметичности в местах сопряжения труб со стенками траншеи вдоль трубы с двух сторон приваривают уголки, которые врезаются в грунт стенок траншеи и создают плотное сопряжение между ними и трубой.

ВНИИГСом совместно с Ленинградским отделением ГПИ Фундаментпроект и ЛСУ треста Гидропрофундаментстрой разработано

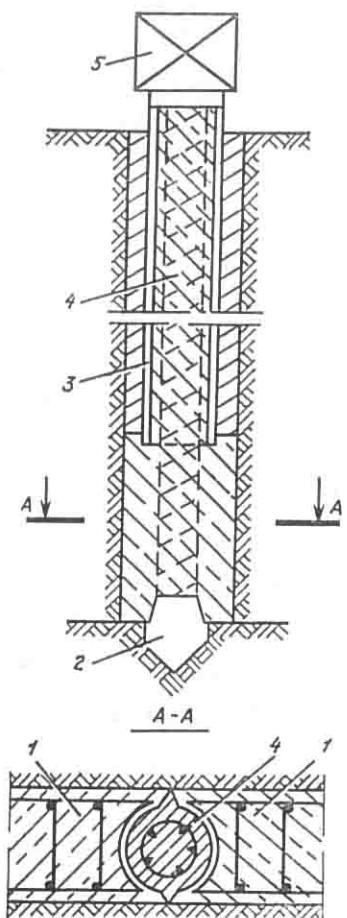


Рис. 21. Конструкция вибронабивного стыка

1 — бетонная стена; 2 — террасный башмак; 3 — металлическая труба; 4 — арматурный каркас; 5 — вибратор

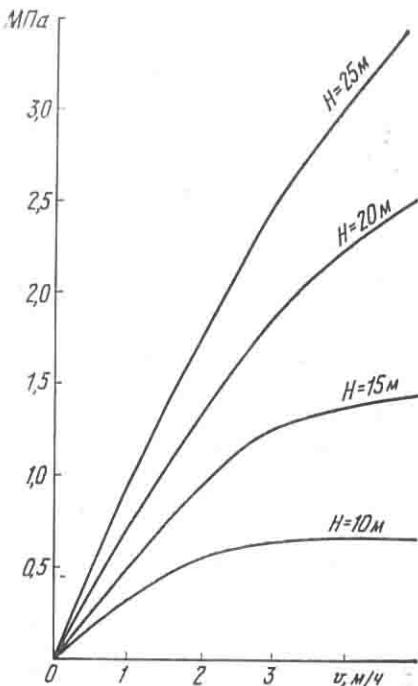


Рис. 22. Зависимость изменения величины давления бетонной смеси на ограничитель шириной 1 м от скорости бетонирования

стыковое соединение бетонных секций стены, возводимой в грунте (рис. 21). Этот стык получил название вибронабивного. Между захватками устраивается полость, которая заполняется бетоном, как вибронабивная свая. Такой стык можно применять в траншеях глубиной до 14—16 м, водонепроницаемость его полностью обеспечивается.

Расчет прочности трубчатого ограничителя как балки на двух опорах производят, учитывая H — глубину траншеи; Q — интенсивность подачи бетона; v — скорость подъема уровня бетона в траншее; t_s — скорость схватывания бетона (для проектного задания можно принимать равным 3 ч); γ_b — объемную массу бетонной смеси, погруженной в раствор, и λ_a — коэффициент распора, принимаемый равным 1.

Суммарная нагрузка от бетона для случаев, когда высота ограничителя $H=10; 15; 20$ и 25 м, а скорость подъема бетонной смеси соответственно $1, 2, 3$ и 5 м/ч, приведена на графике (рис. 22).

Как пример приводим результаты расчета ограничителя, изготовленного из стальной трубы наружным диаметром 630 мм с толщиной стенки 10 мм. Момент сопротивления такой трубы $28\,000 \text{ см}^3$, а допускаемый изгибающий момент при $R=270 \text{ МПа}$ составляет $0,76 \text{ МН}\cdot\text{м}$. Эта труба может быть использована при следующих значениях глубины H и скорости v :

H , м	10	12,5	15	20
v , м/ч	5	2,25	1,3	0,9

Приведенные данные позволяют сделать вывод, что инвентарные стальные трубы могут служить ограничителями для траншей глубиной до 12—15 м. При этих глубинах потребуется обеспечивать скорость бетонирования в пределах до 1—2 м/ч.

Применяют трубчатые ограничители при глубинах до 30 м. Во всех этих случаях труба поддерживалась по высоте торцевыми стенками траншей и применялся так называемый шахматный способ устройства и бетонирования траншей. Как известно, при этом способе вначале отрывают нечетные порядковые номера захваток, а уже затем — четные номера. Нечетные захватки устраиваются длиной большей, чем длина бетонной панели, для возможности установки с двух сторон трубчатых ограничителей. Поскольку поверхности траншей в торце захватки не строго вертикальны, то обычно с торцов трубы оставляется небольшой зазор.

С целью передачи части давления на грунт торца захватки этот зазор примерно наполовину заполняют гравием, который предотвращает недопустимый прогиб трубы. После бетонирования и начала схватывания трубы краном или домкратом извлекают из траншей. При таком способе производства работ для бетонирования четных захваток ограничителей вообще не требуется.

При возведении высоких стенок (27—30 м) в Сан-Франциско были использованы в качестве ограничителей и одновременно в качестве арматуры стальные двутавры высотой 720 мм (при ширине траншеи 0,7 м). Промежутки между двутаврами заполнялись неармированным бетоном. Здесь использование жесткой арматуры связано с некоторым перерасходом

стали, но во многих случаях это оправдано. В отечественной практике проектирования такое армирование было предложено ЛО ГПИ Фундаментпроект.

Учитывая большое давление, оказываемое литым бетоном на ограничители захваток, и дополнительные операции, которые необходимо выполнить при устройстве стыков между захватками, в зарубежной практике строительства применяют ограничители в виде стального листа, привариваемого с одной стороны армокаркаса.

Конструктивные решения аналогичных стыков разрабатывались ВНИИГСом и ГПИ Фундаментпроект. На рис. 23 при-

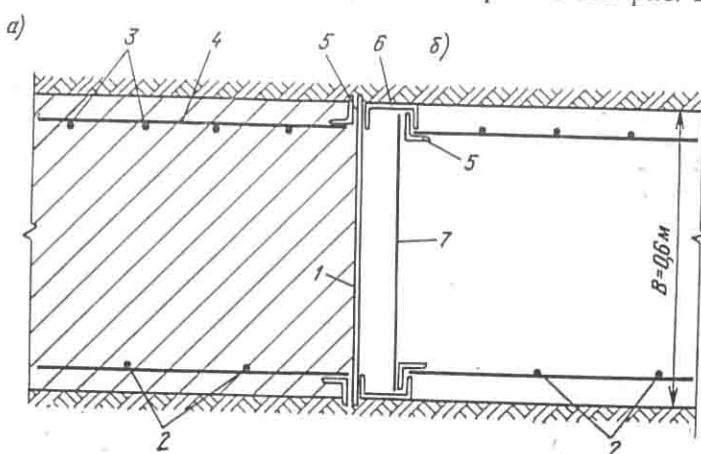


Рис. 23. Конструкция стыка, входящего в арматурный каркас
а — захватка № 1; б — то же, № 2; 1 — стальной лист — ограничитель захватки № 1; 2 — монтажная арматура скатой зоны; 3 — рабочая арматура; 4 — распределительная или монтажная арматура, работающая как анкерные тяги; 5 — уголки; 6 — швеллер; 7 — связи из прутковой арматуры между уголками

ведено предложение ВНИИГСа для стыков захваток траншей глубиной более 20 м. Ограничителем служит стальной лист, усиленный по краям швеллерами и уголками; швеллеры служат также направляющими при погружении каркаса в траншее. Расстояние между швеллерами соответствует проектной ширине стенки, а лист и уголки выступают за пределы траншеи на 2—3 см с каждой стороны с целью обеспечения непроницаемости стыка во время бетонирования захватки.

К уголку ограничителя со стороны захватки № 1 через 50 см привариваются стержни распределительной арматуры, которые служат тяжами, удерживающими распор бетонной смеси, оказываемый ею на стальной лист ограничителя. С другой стороны эти анкерные тяжи крепятся к уголкам, расположенным вертикально и заходящим своими полками за полки швеллеров.

Уголки связываются арматурными стержнями, образующими раскосную решетку между ними. При монтаже очередного арматурного каркаса в траншее находится заслоненный участок № 1 (заштрихован).

Арматурный каркас, подвешенный к крану, подводят левым краем к пазу, образованному швеллерами, в который заводятся уголки. Правый край с ограничителями опускают по шаблону в траншее. Большие запасы размеров паза облегчают беспрепятственное погружение левой стороны каркаса, плотное же примыкание полок анкерных уголков к полке швеллеров достигается при давлении бетонной смеси на ограничитель.

Как видно из приведенного примера, такой стык между захватками лучше инвентарной трубы и может быть рекомендован для глубоких стен в грунте.

Сборный железобетон лишь в последние годы нашел применение в строительстве способом «стена в грунте». Этому способствуют следующие причины:

гарантия высокого качества и водонепроницаемости бетона;

возможность в заводских условиях придать декоративную отделку поверхности панелей и избежать работы по торкретированию или штукатурке стен;

возможность устройства панелей с выступами в пределах ширины траншеи и заблаговременного размещения закладных деталей и выпусков арматуры для соединения стен с внутренними конструкциями подземного помещения;

возможность сокращения толщины стены, поскольку при устройстве не-глубоких (до 7—10 м) подземных сооружений (переходов, проездов, подземных улиц и т. п.) в большинстве случаев толщина монолитной железобетонной стены 0,6 м является излишней и может использоваться стена толщиной 0,3—0,4 м.

Преимуществом сборных конструкций является также возможность выполнения всех бетонных работ в заводских условиях, в результате чего отпадает необходимость организации бетонных работ на стройплощадке. Однако более высокая стоимость сборного железобетона и сложность обеспечения водонепроницаемости швов между панелями послужили причинами, из-за которых указанные преимущества не были использованы ранее.

В настоящее время этот вопрос успешно решен некоторыми зарубежными фирмами («Паносоль», «Префазив» и др.). Но все же и теперь применение сборного железобетона ограничивается ввиду неприспособленности обычных заводов железобетонных изделий к индустриальному изготовлению панелей больших размеров и массы (10—30 т), из-за потребности в кранах большой грузоподъемности для их перегрузки и монтажа, причем дорогостоящие краны используются нерационально, что приводит к удорожанию строительных работ.

Ввиду большой стоимости панелей и невозможности индустриального их изготовления больших размеров в последние

годы начали применять смешанные конструкции. В них только часть стен, входящих в подвальное помещение, выполняется из сборных конструкций небольшой высоты (до 10 м), а вся остальная часть, служащая ограждением от притока грунтовых вод к днищу котлована, устраивается из монолитного или из так называемого пластичного бетона.

Для иллюстрации одного из возможных решений приведено ограждение котлована, выполненное при строительстве высотного здания в Париже (рис. 24). Глубина пола котлована (подвального помещения) 20,4 м. Давление от здания передается на сплошную железобетонную плиту, опирающуюся на древние песчано-галечные отложения. Уровень грунтовых вод расположено-

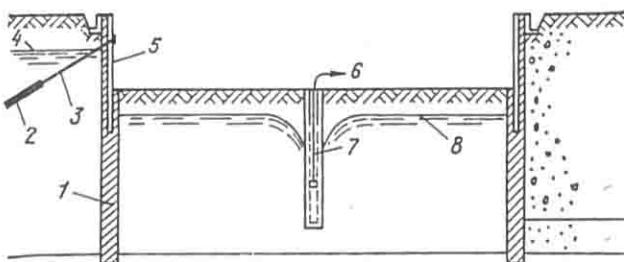


Рис. 24. Смешанная конструкция стен в грунте

1 — стена в грунте (участок пластичного бетона); 2 — зона инъекции — заделки анкера; 3 — анкерная тяга; 4 — средний уроцень грунтовых вод; 5 — панель из сборного железобетона; 6 — выброс воды; 7 — колодец для откачки воды из котлована; 8 — понижение уровня при выемке грунта

жен на глубине 6 м от поверхности земли. Для гидроизоляции котлована стены в грунте смешанной конструкции заглубляли на 2 м в водоупор.

Смешанная конструкция стен в грунте представляет собой железобетонные панели высотой 9 м, заглубленные ниже дна котлована на 3 м. Под ними траншея заполняется так называемым пластичным бетоном, обладающим через 28 дней прочностью 3,5 МПа. Толщина сборной стенки составляет примерно $\frac{1}{3}$ ширины траншей, равной 0,6 м. Вопрос об экономической целесообразности применения сборных и комбинированных стен требует соответствующего технико-экономического обоснования в каждом конкретном случае.

Рассмотрим некоторые конструктивные решения стен в грунте из сборных элементов, которые сводятся к двум типам.

1. Тип «стойка—плита» (рис. 25 а). Он применяется, когда к стене приложена значительная вертикальная нагрузка, которая воспринимается стойками таврового сечения, имеющими толщину, равную ширине траншей. Эти стойки обычно заглубляют ниже дна котлована и доводят до плотного грунта, спо-

собного выдержать расчетную нагрузку. Между таврами закладывают плоские панели, работающие только на горизонтальную нагрузку от распора грунта и обычно опускаемые на глубину, примерно равную отметке низа днища подземного сооружения. Распорки или анкеры крепятся к стойкам, как показано стрелками. Такой тип конструкции стен применим лишь при наличии плотного грунта на практически достижимой глубине, когда тавры смогут эффективно работать как стойки.

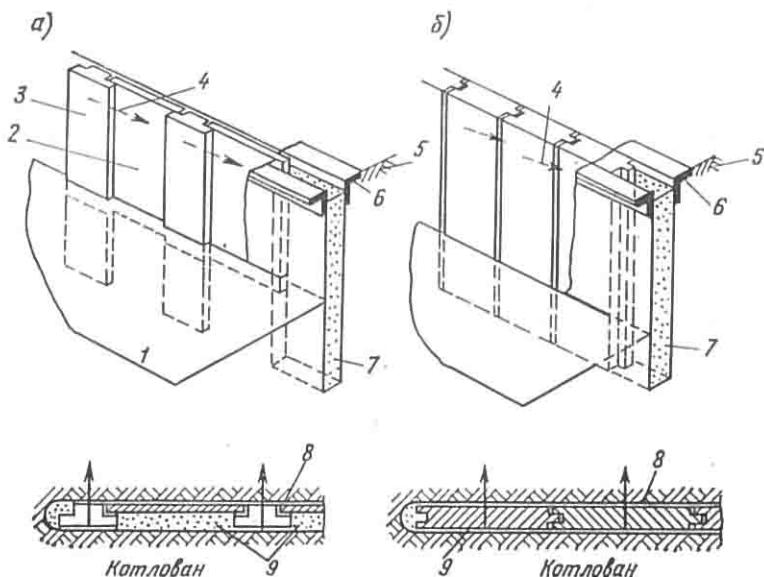


Рис. 25. Конструкция стен в грунте из сборных панелей

а — «стойка-плита»; *б* — «плоские плиты»; 1 — дно котлована; 2 — плиты; 3 — стойки; 4 — анкеры или распорки; 5 — поверхность земли; 6 — форшахта; 7 — раствор в траншее; 8 — тампонажный раствор, остающийся у стенки; 9 — раствор, удаляемый при отрывке котлована

2. Тип «плоские плиты» (рис. 25 *б*). Панели таких плит устанавливаются на всю проектную глубину ограждения. Они должны воспринимать вертикальные и горизонтальные нагрузки. Так как невозможно изготовить панели большой длины, они обычно имеют длину до 10—12 м и ширину 1,5—3 м при толщине 0,2—0,5 м. Однако в этих конструкцияхстыки не обеспечивают плотного примыкания одной панели к другой по вертикальному шву.

Описанные конструкции применяются за рубежом. В Советском Союзе также разработано несколько конструкций сборных стен в грунте.

Сборные панели конструкции треста Гидроспецфундаментстрой и ГПИ Фундаментпроект (рис. 26) имеют ширину 1,6 м

(из расчета две панели на длину захватки 3,2 м по раскрытию грейфера) и длину 10—12 м, толщина их составляет 0,5 м при ширине траншеи 0,6 м. Сопряжение панелей осуществляется специальными замками и замоноличиванием полости стыка. Монтаж панелей в траншее под глинистым раствором осущес-

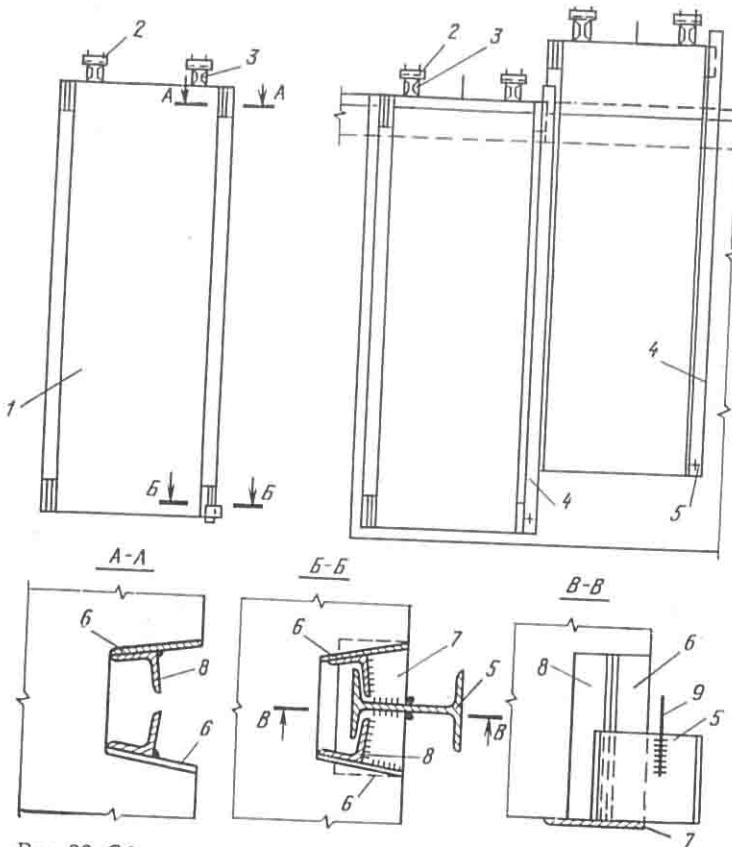


Рис. 26. Сборные стены в грунте конструкции треста Гидроспец-
фундаментстрой и ГПИ Фундаментпроект

1 — панель; 2 — уголки для подвески панелей к форшахте; 3 — подвески;
4 — направляющий двутавр; 5 — двутавры; 6 — закладные детали; 7 —
опорный столик; 8 — уголки; 9 — арматурные стержни

ствляется с помощью специального инвентарного двутавра. Такая конструкция проверена в производственных условиях.

ГПИ Фундаментпроект разработал также вариант сборной стены в грунте из сборных элементов для устройства круглых подземных сооружений. Панели в нем стыкуются путем приварки металлического листа к внутренним граням панелей по мере выемки грунта внутри колодца. Полость между панелями

и застенное пространство омоноличиваются цементно-песчаным раствором марки 300.

Сборная стена в грунте, предложенная НИИСП Госстроя УССР [51], представляет собой стенку из железобетонных панелей. Их соединение осуществляется с помощью накладок, привариваемых с внутренней стороны стенки к специальным уголкам в панелях по мере выемки грунта и омоноличивания полости стыка бетоном. НИИСП предлагает несколько вариантов конструкций стыков, которые показаны на рис. 27.

Рассмотренные конструкции сборных стен в грунте дают хорошие решения при устройстве прямолинейных стен, где не требуется жесткого соединения панелей между собой и где каждая панель работает самостоятельно. Возведя подземные сооружения круглого очертания, необходимо иметь жесткое соединение панелей, чему удовлетворяют конструктивные решения НИИСПа (рис. 27, б).

Для обеспечения жесткости стыка ВНИИГС, взяв за основу конструкцию стыка, принятого ГПИ Фундаментпроект, предложил устраивать соединения панелей по наружным граням замком из уголков (рис. 28).

После приварки полосы

вдоль внутренних граней панелей и замоноличивания полости между панелями образуется жесткий стык, обеспечивающий равнопрочность стены круглого очертания.

Проектирование подземных сооружений, возводимых способом «стена в грунте», не ограничивается только конструктивным решением несущих стен. Важны также конструкция днища и сопряжение его с ограждающими стенами. Конструкция днища котлована, огражденного водонепроницаемыми стенами, заделанными в водоупор, отличается от конструкции днища, применяемого при устройстве подземного сооружения по способу опускных колодцев или в котловане, отрытом под защитой

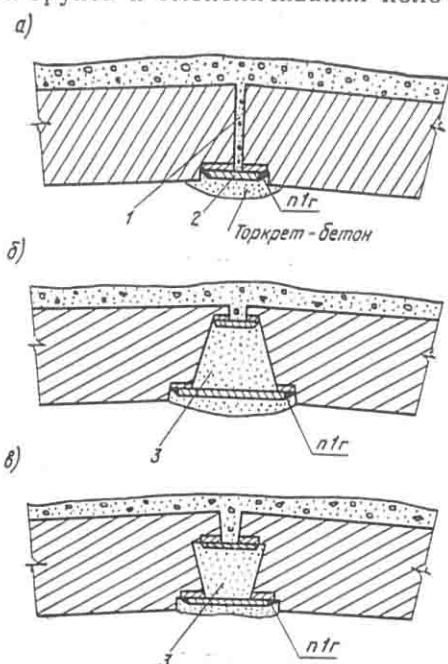


Рис. 27. Стыки открытого типа конструкции НИИСП Госстроя УССР
а — нерабочий; б — рабочий открытый; в — то же, типа «ласточкин хвост»; 1 — цементный раствор; 2 — стальная сплошная накладка; 3 — торкрет-бетон

водопонижения и водоотлива. При ограждении котлована водо-непроницаемыми стенами в грунте не требуется водопонижения, так как днище изолировано от притока грунтовых вод, а поверхность воды откачивается насосами. Если же дно котло-

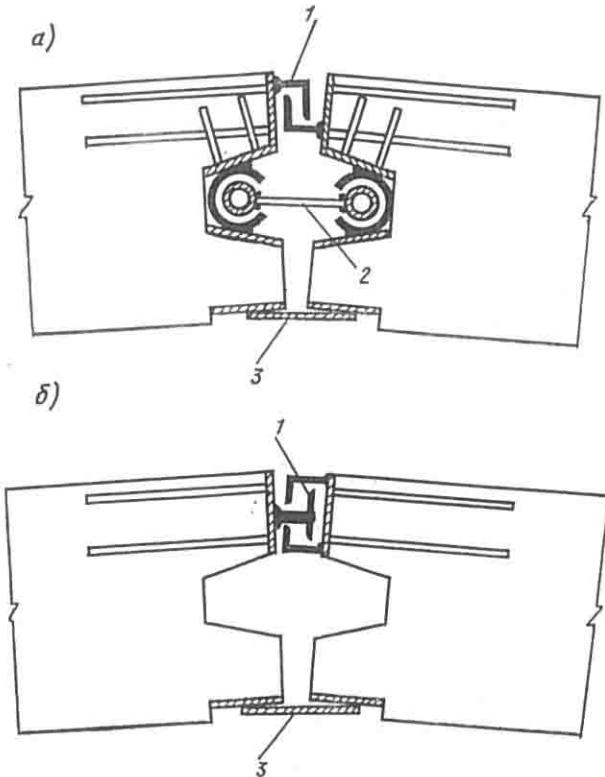


Рис. 28. Стены в грунте из сборных элементов с жестким стыком смежных панелей (конструкции ВНИИГС)

a, б — I и II варианты; 1 — замок из уголков; 2 — устройство для монтажа панелей; 3 — металлический лист, привариваемый к граням панели после выемки грунта

вана сухое и нет притока грунтовых вод, то рассчитывать днище на их давление не требуется. Сооружая подземное помещение на участке, у которого водоупор находится на практически недостижаемой глубине (в случае, не характерном для применения способа «стена в грунте»), применяют конструктивные решения водонепроницаемого днища.

1. Конструкция днища, используемого при строительстве опускных колодцев согласно инструкции МСН 125—66.*

* Выпущена Минмонтажспецстроя СССР.

2. Конструкция днища, заанкеренного вертикальными анкерами. Толщина сплошной железобетонной плиты днища зависит от расстояний между анкерами и их несущей способности. Оптимальные размеры определяются технико-экономическим расчетом. В этом случае плиту не задельывают в стены, а в месте примыкания днища к стене устраивается гибкий водонепроницаемый стык. В качестве уплотнителя в стыке применяются набивка из пластичного смолистого или синтетического материала, резиновые или стальные гибкие ленты.

В случае жесткого соединения днища со стенами в грунте их сопряжение устраивается либо путем установки в арматурный каркас специального профиля, к которому приваривается плита днища, либо путем закладки деревянных коробов в арматурный каркас, которые создадут в бетонной стенке ниши для соединения с арматурой днища.

После возведения стен в грунте, являющихся несущими стенами сооружения или ограждением строящегося подземного помещения, грунт извлекают из котлована. Во время разработки котлована предусматривается применение специальных конструкций, обеспечивающих общую устойчивость стен в грунте в процессе строительства, а также их использование в период эксплуатации сооружения. Такими конструкциями являются: временные распорки, устраиваемые из стального проката или из труб, каркасы междуэтажных перекрытий подземных помещений и наклонные анкеры, удерживающие стены.

Однопролетные распорки рекомендуется применять при небольшом расстоянии между стенами (до 15 м). Для этой цели можно широко использовать стальные трубы или прокат без дополнительного их усиления. Если расстояние между стенами не позволяет применить однопролетные распорки, то их следует разделять на пролеты за счет установки горизонтальных и вертикальных связей, обеспечивающих неизменяемость положения узлов в распорках и предотвращающих их изгиб.

Расстояние между распорками в плане, как правило, должно равняться длине захватки, поскольку прямолинейные стены не имеют горизонтальной арматуры и не обладают прочностью на изгиб в стыках. Вот почему при проектировании подземных помещений и их ограждения стенами в грунте задачу необходимо решать комплексно; определяя длину захватки с учетом длины пролетов каркаса строящегося подземного помещения, следует предусматривать удобство производства строительных работ. Для этой же цели желательно, чтобы расстояние между распорками было в пределах до 4—5 м; кроме того, необходимо обеспечить прочность стены в продольном направлении.

Все временные металлические распорки укладывают на опоры, привариваемые к закладным деталям, специально устраиваемым в стенке. Распорки подклинивают, а иногда и предварительно напрягают. Применяя длинные стальные распорки в

условиях, когда они будут работать при значительных колебаниях температуры, нужно учитывать изменение их длины.

В качестве постоянных распорок можно использовать междуетажные перекрытия или каркас, на которые могут быть переданы горизонтальные сжимающие усилия. Такие конструкции, как правило, должны применяться взамен временных распорок,

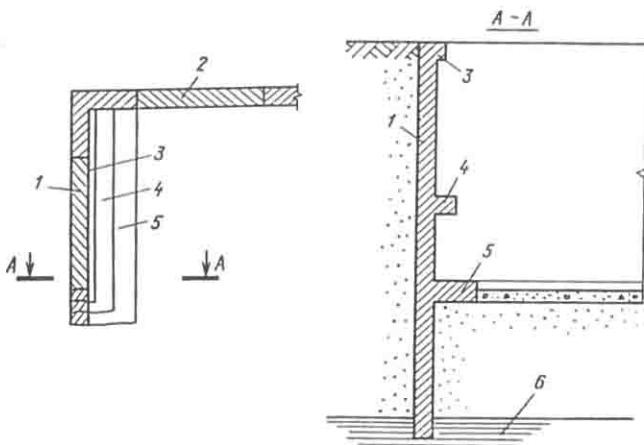


Рис. 29. Торцовый участок подземного помещения
1 — стена торцевая; 2 — то же, продольная; 3 — верхняя рандбалка;
4 — промежуточная горизонтальная балка; 5 — нижняя балка, заменяемая днищем в случае его устройства; 6 — водоупор

особенно в процессе строительства по способу «сверху—вниз» (см. главу VI).

Устойчивость торцевых стен при сооружении длинного и сравнительно узкого (до 20—25 м) подземного помещения может быть обеспечена путем опирания их на горизонтальные балки, закрепленные за продольные стены. На рис. 29 показан план (половина) торцового участка подземного помещения. В соответствии с эпюорой давления определяются (в зависимости от прочности стены на изгиб) число и место расположения опор. Изображенная здесь стена имеет три опоры: верхнюю рандбалку, промежуточную опору и балку, расположенную в уровне днища. Эти балки бетонируются по мере отрывки котлована.

В данной главе рассмотрены лишь основные конструктивные решения, относящиеся к проектированию стен в грунте и учитывающие обеспечение их устойчивости в процессе строительства и эксплуатации подземного сооружения. В каждом конкретном случае могут возникнуть иные решения, обоснованные возможностями строительных организаций и другими объективными факторами.

§ 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

Стены сооружений, построенные способом «стена в грунте», воспринимают в основном боковое давление грунта* и по характеру работы могут быть отнесены к категории тонких подпорных стен. Однако статическая работа стен в грунте имеет свои особенности, обусловленные их конструкцией и технологией возведения. Одной из особенностей является то, что боковое давление грунта на стены отличается от давления засыпки.

После бетонирования траншей или заполнения ее тампонирующим раствором (в случае монтажа сборных стен) грунт испытывает давление незатвердевшей бетонной смеси или раствора. Можно принять, что это давление, если оно больше природного бокового давления грунта, сохранится и после затвердевания бетонной смеси (мы пренебрегаем небольшим увеличением давления, которое может произойти из-за расширения бетонной смеси или раствора при их твердении во влажной среде). Следовательно, до отрывки грунта за стенкой на нее с двух сторон одинаково оказывает давление грунт. Интенсивность этого давления равна либо реактивному давлению грунта (давлению бетонной смеси или раствора), либо природному давлению (давлению покоя), если это давление больше реактивного.

Если бы стена в процессе отрывки грунта не смещалась и не прогибалась, то давление оставалось бы неизменным. Но так как она не остается неподвижной, то изменяется давление, действующее на нее. Изменение интенсивности давления зависит от величины смещения стены, ее прогибов и от упругих свойств грунта. При достаточно большом смещении интенсивность бокового давления грунта может достигнуть предельной величины, остающейся постоянной при дальнейшем смещении контактной грани стенки.

Другой особенностью является то, что часто при сооружении стены ее нижний конец заводится глубоко в грунт для заделки в водоупорный слой грунта. Это делается из соображений защиты котлована от проникновения в него грунтовых вод и для

* Расчет стенки на вертикальную нагрузку не рассматривается.

защиты днища сооружения от их давления. В этом случае заделанная в грунт часть стены оказывается слишком длинной и не соответствует расчетным предпосылкам, принятым в расчетах по методам Якоби или Блюма—Ломейера.

Третья особенность связана с применением анкерных креплений. Для крепления стен ограждений широких котлованов вместо распорок используются анкеры, заделываемые глубоко в грунт и закрепляемые на конструкции с натяжением, что вызывает дополнительное реактивное давление грунта на стенку.

При расчете конструкций, контактирующих с грунтом, возникает вопрос о выборе расчетной модели грунта.

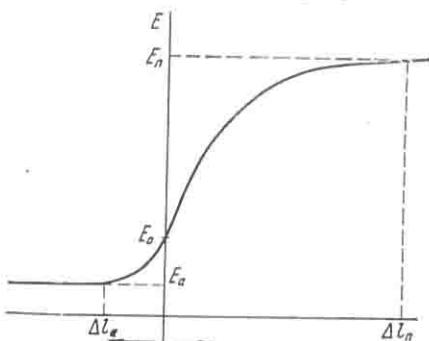


Рис. 30. Зависимость изменения равнодействующей бокового давления грунта от перемещения стены
 Δl_a , Δl_p — перемещение стены, при котором возникают соответственно активное и пассивное состояния грунта

В настоящее время для определения бокового давления грунта на подпорные стены обычно используется теория предельного равновесия (Кулонса или Ренкина—Соколовского). По теории предельного равновесия, давление грунта, если стена работает в условиях плоской задачи, изменяется линейно по глубине и не зависит от величины и вида смещения стены.

В действительности, как показали экспериментальные исследования, проведенные за последние 40 лет в нашей стране и за рубежом [7, 19, 68] и др., распределение бокового давления грунта на

стенку и его интенсивность зависят как от величины, так и от вида ее смещения. Если стена абсолютно жесткая и неподвижная, давление грунта на нее равно давлению покоя, которое больше активного и меньше пассивного. Можно, например, трамбую грунт при его отсыпке за стенку, добиться того, что коэффициент бокового давления грунта будет близким к единице [35].

При смещении стены от грунта величина равнодействующей бокового давления покоя E_0 уменьшается до величины активного E_a , а при смещении на грунт увеличивается до величины пассивного давления E_p (рис. 30). В то же время интенсивность бокового давления грунта на отдельных участках стены может быть значительно меньше активного и больше пассивного давлений (рис. 31).

Если стена в результате действия на нее сил будет смещаться в сторону от грунта с поворотом относительно верхней ее кромки, то эпюра бокового давления примет параболическое очертание. Достаточно большое смещение стены снижает об-

шую величину давления до величины активного. Поворот стенки на грунт относительно ее верха вызывает параболическое очертание эпюры бокового давления грунта с выпуклостью в сторону стенки. Если стенка смещается от грунта с поворотом относительно ее подошвы, эпюра бокового давления имеет треугольное очертание.

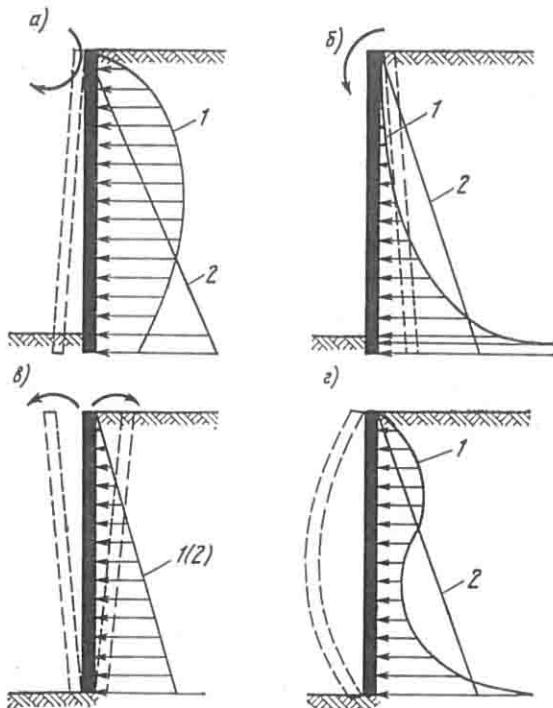


Рис. 31. Зависимость очертания эпюр бокового давления грунта от вида смещения стены

*a, b — при повороте стены относительно ее вершины соответственно от грунта и на грунт; *c* — при повороте стены относительно ее низа от грунта и на грунт; *d* — при прогибе стены; 1 — эксперимент; 2 — расчет по теории предельного равновесия*

Прогиб стены создает седлообразную эпюру давления (рис. 31). Из рисунков видно, что только смещение стены с поворотом относительно ее подошвы дает треугольное распределение бокового давления грунта, соответствующее теории предельного равновесия. Другие виды перемещения контактной грани стены с грунтом вызывают распределение давления грунта не по треугольной эпюре, поэтому, определяя боковое давление грунта, необходимо учитывать характер предполагаемого смещения стены. Однако предугадать вид смещения стены можно лишь в некоторых простых случаях, например,

если стенка достаточно жесткая, оперта поверху и имеет небольшое заглубление в грунт. В этом случае стенка повернется относительно верхней опоры, и эпюра бокового давления грунта примет параболическое очертание (рис. 31). Эпюру давления тогда можно определить эмпирическим или полуэмпирическим способами [11, 27, 39].

В большинстве своем предугадать характер смещения стенки практически невозможно, так как ее перемещение зависит от многих факторов: податливости опор, жесткости стенки, глубины ее заделки в грунт и деформационных свойств грунта. В настоящее время при расчете шпунтовых одноанкерных стенок широко используется способ Блюма—Ломейера, в котором боковое давление грунта определяется по теории предельного равновесия. Для учета влияния перераспределения давления грунта на величины изгибающих моментов и усилий в анкерах вводятся эмпирические коэффициенты, снижающие величину максимального изгибающего момента и увеличивающие усилия в анкерах. Однако эмпирические способы расчета имеют недостаток, заключающийся в том, что учитывается влияние на расчетные величины одного какого-нибудь фактора без взаимосвязи с другими. Вследствие этого результаты расчета бывают верными лишь при определенных условиях.

Способы расчета подпорных стенок, учитывающие влияние перемещения стенки на перераспределение давления грунта и на величины изгибающих моментов и опорных реакций, даны в работах [17, 44, 63] и др. Применение модели упругого основания позволяет достаточно полно учесть факторы, влияющие на распределение усилий в стенке при взаимодействии ее с грунтом.

Излагаемый ниже способ расчета подпорных стенок проводится для условий плоской задачи с учетом взаимодействия грунта и стенки. При определении усилий принимается, что конструкция работает в упругой, а основание — в упругопластической стадиях. Расчет стенок на боковое давление грунта, давление грунтовых вод и эксплуатационные нагрузки ведется в такой последовательности. Вначале определяют боковое давление грунта на абсолютно жесткую, несмешающуюся стенку как от веса грунта, так и от нагрузок, действующих на его поверхности. Затем рассчитывают реакции грунта на стенку при действии этих нагрузок с учетом ее гибкости и податливости опор. Давление грунта на стенку принимается равным сумме давлений — начального и реактивного.

Если давление грунта выходит за предельные значения, то делают повторный расчет стенки. В качестве нагрузки вновь принимают начальное давление грунта и предельное, приложенное в тех местах, где оно выходит за предельные значения. В этих местах контактные связи стенки с упругим основанием выключаются.

Начальное боковое давление грунта принимается наибольшим из двух значений: давления покоя или давления, возникающего после бетонирования траншеи и передаваемого на стены после их затвердевания. При определении бокового давления грунта, возникающего после бетонирования, исходят из следующих представлений. В процессе бетонирования траншеи, заполненной тиксотропным раствором, грунт испытывает на глубине давление слоя незатвердевшей бетонной смеси (или тампонажного раствора) высотой h_d и давление столба тиксотропного раствора, расположенного над слоем бетона; давление со стороны бетона на скелет грунта уменьшает противодавление столба грунтовой воды высотой $z - h_b$. Таким образом, боковое давление грунта на стенку может быть определено по формуле

$$P_{6z} = h_d (\gamma_b - \gamma_t) + \gamma_t (z + h_t) - \gamma_b (z - h_b) \eta, \quad (8)$$

где $\eta = \begin{cases} 1, & \text{если } h_b < z \leq h_d; \\ 0, & \text{если } z \leq h_b \text{ или } z > h_d; \end{cases}$

h_d — высота столба бетонной смеси (или тампонажного раствора), определяемая в соответствии с главой СНиП на производство и приемку бетонных работ по возведению монолитных конструкций; γ_b , γ_t , γ_w — объемный вес соответственно бетонной смеси (или тампонажного раствора), тиксотропного раствора и удельный вес воды, равный $0,01 \text{ МН}/\text{м}^3$; z — расстояние от поверхности грунта до точки, где определяется давление, м; h_t — разность отметок поверхности грунта и уровня тиксотропного раствора (если уровень тиксотропного раствора находится выше поверхности грунта, то h_t принимается со знаком «минус»), м; h_b — разность отметок поверхности грунта и уровня грунтовых вод, м; h_p — разность отметок поверхности грунта и водоупорного слоя, м.

Природное боковое давление (давление покоя) на глубине z находят по зависимости

$$P_{0z} = \sigma_z \xi_{0z}, \quad (9)$$

здесь σ_z — вертикальное давление грунта на глубине z от веса вышележащих пластов грунта, Па; ξ_{0z} — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

Определяя вертикальные давления ниже уровня грунтовых вод, учитывают их взвешивающее действие, а ниже поверхности водоупорного слоя — вес воды, лежащей над этим слоем.

Коэффициент бокового давления грунта в покое может быть определен при испытаниях грунта в стабилометрах либо по формуле Яки:

$$\xi_{0z} = 1 - \sin \varphi_z,$$

где φ_z — угол внутреннего трения грунта на глубине z .

Боковое давление грунта от сосредоточенных нагрузок, расположенных на его поверхности, определяется расчетом по теории упругости методом зеркального отражения. Давление P_{zQ} на глубине z от погонной нагрузки Q , расположенной на расстоянии L от стенки, определяется по формуле

$$P_{zQ} = 4Q/\pi \cdot zL^2 : (L^2 + z^2)^2.$$

Боковое давление грунта от сплошной равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта q определяется по формуле

$$P_q = q \xi_0.$$

Для установления минимальной величины давления грунта воспользуемся графиком, представленным на рис. 32. На графике изображена зависимость между коэффициентом уменьшения давления грунта k_a и коэффициентом активного давления (коэффициент k_a равен отношению величины бокового давления, замеренного опытным путем, к величине давления, рассчитанного по теории предельного равновесия без учета трения грунта о стенку). График построен на основе экспериментальных данных, полученных рядом авторов при измерении бокового давления несвязанного грунта в нижней части жесткой стенки, поворачивающейся вокруг верхнего ребра. Пользуясь этим графиком, можно найти минимальное предельное значение активного давления грунта при прогибах стенки и ее перемещении с поворотом относительно вершины стенки.

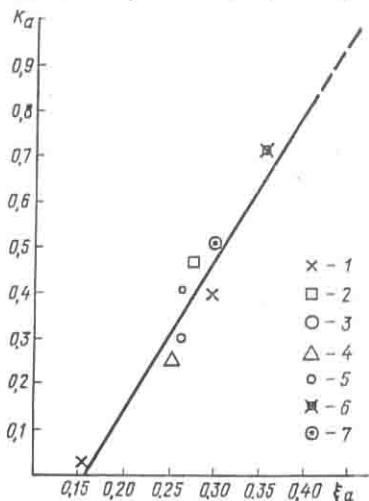


Рис. 32. Зависимость коэффициента уменьшения давления k_a от коэффициента активного давления ξ_a , по данным:

1 — Г. А. Дуброва; 2 — Л. М. Емельянова; 3 — Р. Г. Мелешкова; 4 — З. В. Цагарели; 5 — Ф. М. Шихнева; 6 — института Гипроречтранс; 7 — М. Н. Варгина

$$[P_a] = P_a \cdot k_a,$$

где P_a — значение активного давления грунта по теории предельного равновесия при угле трения о стенку, равном нулю; ξ_a — коэффициент активного давления грунта, вычисленный без учета трения грунта о стенку:

$$k_a = \begin{cases} 3,2\xi_a - 0,48, & \text{если } 22^\circ \leq \varphi \leq 42^\circ; \\ 1, & \text{если } \varphi < 22^\circ. \end{cases}$$

Максимальное значение давления грунта принимается равным пассивному, определенному по теории предельного равновесия сыпучей среды при угле трения грунта о стенку, равном $\frac{2}{3}\varphi$. Коэффициент пассивного давления грунта ξ_p для определения горизонтальной составляющей давления может быть вычислен по приближенной формуле:

$$\xi_p = 19,1 - \sqrt{[327,61 - (72\varphi/\pi - 0,3)^2]},$$

где φ — угол внутреннего трения грунта, град.

При вычислении бокового давления грунта в связных грунтах учитывается влияние сцепления на величину активного и пассивного давлений грунта. Горизонтальная составляющая активного давления уменьшается, а пассивного увеличивается на величину P_c , определяемую из выражения:

$$P_c = 2c \operatorname{tg}(\pi/4 \pm \varphi/2),$$

где c — величина сцепления, Па; φ — угол внутреннего трения грунта, град (знаки + и - ставятся при определении соответственно пассивного и активного давлений грунта).

§ 2. РАСЧЕТ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ СТЕНОК

В практике строительства и проектирования встречаются различные типы сооружений, стены которых могут быть построены способом «стена в грунте». Рассмотрим, как общий случай, расчет тонкой стенки, заглубленной в грунт, с многорядным расположением опор по ее высоте. Грунт за стенкой имеет слоистое напластование. Расчет будем вести в условиях плоской задачи. Стенка рассматривается как полоса, контактирующая с упругопластическим основанием в виде двух четвертьплоскостей, смещенных относительно друг друга по вертикали на глубину котлована.

При определении контактных давлений удобно воспользоваться методом Б. Н. Жемочкина, так как он позволяет вести расчет с учетом односторонних связей конструкции с основанием и при возникновении в нем областей с предельными значениями давления грунта. Перемещения вертикальных границ упругих четвертьплоскостей определяются на основе решения О. Я. Шехтер * [41].

Основная система с условным защемлением полосы в нижней части показана на рис. 33. Полоса по высоте разделяется на k равных участков длиной c . Неизвестными величинами X_j являются: реакции основания (при $1 \leq j \leq m$), реакции опор ($m+1 \leq j \leq l$), а также шесть неизвестных с индексами $l+1, l+2, \dots, l+6$, представляющих собой углы поворота и перемещения вершин четвертьплоскостей и условной заделки.

В качестве нагрузки принимаются начальное боковое давление грунта, давление грунтовых вод и моменты, приложенные к стенке в месте расположения опор (моменты возникают из-за эксцентричного приложения вертикальных реакций опор по отношению к оси стенки). Для определения неизвестных составляется система линейных алгебраических уравнений, выражающих условия:

равенства перемещений контактных точек полосы и опор;
равенства перемещений контактных точек границ четвертьплоскостей и полосы;

* Выражения для определения перемещений четвертьплоскости в месте приложения нагрузки даны автором настоящей главы.

несмешаёмость закрепленных точек четвертьплоскостей;
отсутствие поворота четвертьплоскостей в закрепленных точках;
равновесия полосы.

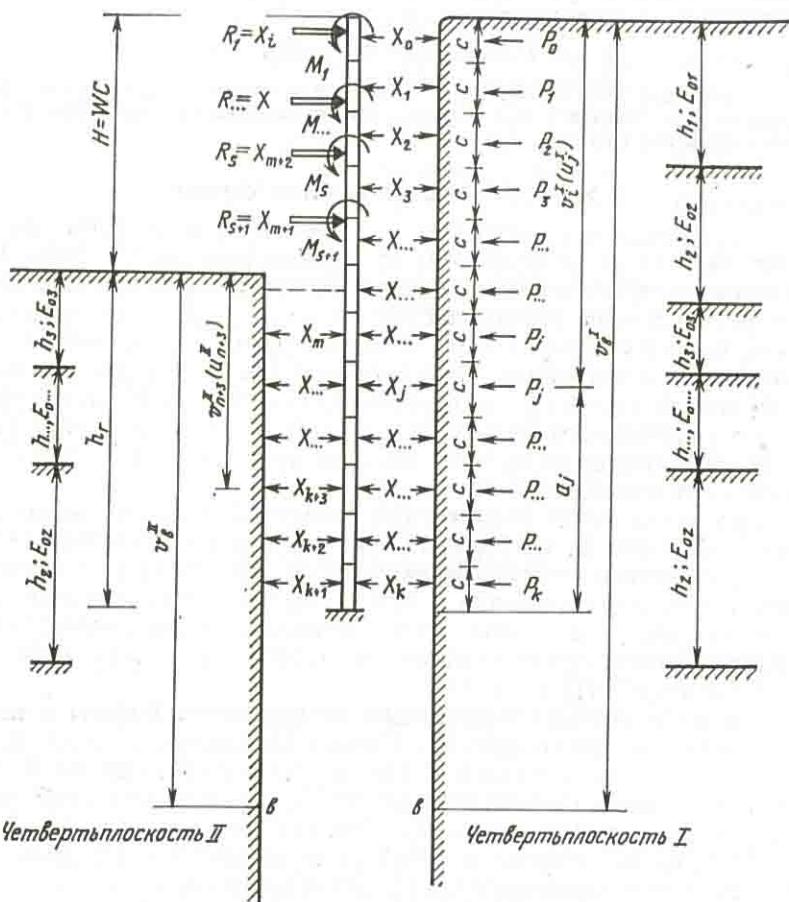


Рис. 33. Расчетная схема стенки с многорядным расположением опор по высоте

Полные перемещения в основной системе в точке i — от действия единичной силы, приложенной в точке j , могут быть представлены в обобщенном виде

$$\delta_{ij} = \eta_{ij} + \gamma_{ij} + \Delta_{ij},$$

где η_{ij} , γ_{ij} , Δ_{ij} — соответственно горизонтальное перемещение вертикальной грани четвертьплоскости, полосы и опоры в точке i от действия единичной силы, приложенной в точке j .

Значения η_{ij} при действии единичной сосредоточенной силы в точке j в соответствии с данными, приведенными в работе Шехтер [41], определяются выражением

$$\eta_{ij} = [(1 - \mu_0) : \pi G] f_{ij} + KV_i : 2G - N : 2G,$$

где

$$f_{ij} = A - I; \quad A = -\ln |1 - \rho^2|; \quad I = \rho \int_0^\infty f(x) dx;$$

$$f(x) = (xP \cos \delta x + Q \sin \delta x) B; \quad P = 1 + [(x^2 + 1) : \operatorname{ch}^2 \pi x / 2];$$

$$Q = 1 - [(x^2 + 1) : \operatorname{ch}^2 \pi x / 2]; \quad \delta = \ln \rho; \quad \rho = V_i / U_j; \quad G = E_0 : 2(1 + \mu_0);$$

$$B = (\operatorname{th} \pi x / 2 \operatorname{ch}^2 \pi x / 2) : [\operatorname{ch}^4 \pi x / 2 + 2(x^2 - 1) \operatorname{ch}^2 \pi x / 2 + (x^2 + 1)^2];$$

G — модуль сдвига грунта; E_0 , μ_0 — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона для грунта; V_i , U_j — соответственно расстояния от вершины угла четвертьплоскости до точки, где определяется перемещение, и до точки приложения единичной силы; K и N — постоянные интегрирования, представляющие собой соответственно угол поворота и перемещение вершины четвертьплоскости.

Перемещения вертикальной грани четвертьплоскости в точке i от нагрузки, приложенной в той же точке:

$$\eta_{ii} = [(1 - \mu_0) : \pi G] f_{ii} + KV_i : 2G - N : 2G,$$

$$\text{где } f_{ii} = A_1 + I_1; \quad I_1 = \rho_1 \int_0^\infty f_1(x) dx;$$

$$A_1 = 2\rho_1 \ln [(8\rho_1^2 + 2\rho_1 - 1) : (8\rho_1^2 - 2\rho_1 - 1)] + \ln (4\rho_1^2 - 1) - \frac{1}{2} \ln (16\rho_1^2 - 1);$$

$$f_1(x) = [P(\sin \delta_2 x - \sin \delta_1 x) + Q/x(\cos \delta_2 x - \cos \delta_1 x)] B;$$

$$\delta_1 = \ln [1 + 1/\rho_1]; \quad \delta_2 = \ln [1 - 1/\rho_1]; \quad \rho_1 = V_i/c.$$

Поворот грани четвертьплоскости в закрепленной точке b от действия единичных сил, приложенных к той же грани в точке j , определяется по формуле:

$$\eta_{ij}^1 = [(1 - \mu_0) : \pi G] f_{ij}^1 + K : 2G,$$

$$\text{где } f_{ij}^1 = A_2 - I_2; \quad I_2 = (1 : U_j) \int_0^\infty f_2(x) dx;$$

$$A_2 = 2\rho : [U_j(1 - \rho^2)]; \quad f_2(x) = (S \cos \delta x - R \sin \delta x) B;$$

$$S = 2x; \quad R = x^2 - 1 + (x^2 + 1)^2 : \operatorname{ch}^2 \pi x / 2.$$

Точку b рекомендуется принимать на расстоянии от вершины четвертьплоскости I , равном $3kc$. Умножая все уравнения (кроме уравнений равновесия полосы) на величину $G\pi : (1 - \mu_0)$, получим выражения для определения коэффициентов при неизвестных в таком виде:

$$\delta_{ij} = f_{ij} + KV_i \pi : 2(1 - \mu_0) - N\pi : 2(1 - \mu_0) + r\omega_{ij} + d_{ij},$$

$$\text{где } r = [E_0 \pi (1 - \mu^2) : E (1 - \mu_0^2)] (c : t)^3; \quad d_{ij} = [E_0 \pi : 2(1 - \mu_0^2)] \Delta_{ij};$$

$$\Delta_{ij} = \begin{cases} \Delta_i, & \text{если } i = j; \\ 0, & \text{если } i \neq j; \end{cases}$$

$$\omega_{ij} = \begin{cases} \xi_{ij} a_i^2 (3a_j - a_i), & \text{если } a_i \geq a_j; \\ \xi_{ij} a_j^2 (3a_i - a_j), & \text{если } a_j < a_i; \\ 1, & \text{если } 1 \leq (i \text{ и } j) \leq K \text{ или } (K+1) \leq (i \text{ и } j) \leq m; \\ -1 & \text{в остальных случаях;} \end{cases}$$

$a_i (a_j)$ — соответственно расстояния, выраженные в долях c , от условной заделки полосы до точки, где определяется перемещение и приложена единичная сила; t — толщина полосы; E , μ — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона материала стенки; E_0 , μ_0 — соответственно средневзвешенные значения модуля деформации и коэффициента Пуассона для грунтов, примыкающих к стенке; Δ_i — перемещения опорных закреплений от единичной нагрузки: при закреплении стены опорными плитами $\Delta_i = L_i(1 - \mu^2) : 2t_i E_i$; при закреплении распорками $\Delta_i = b_i l_i : 2E_i F_i$; при закреплении анкерами Δ_i определяется на основе предпостроенных испытаний анкеров. Здесь L_i , b_i , F_i , t_i , E_i обозначают соответственно длину распорки или плиты в поперечном к стене направлении, расстояние между распорками, площадь поперечного сечения распорки, толщину плиты и модуль деформации материала плиты или распорки, расположенных в i -й точке полосы.

Сгруппировав члены уравнений с постоянными интегрирования K и N , получим выражения для неизвестных, представляющих собой обобщенные значения смещений и углов поворота вершин четвертьплоскостей:

$$X_{l+1} = [(N_1 \pi : 2(1 - \mu_0))] \sum_{j=1}^k X_j; \quad X_{l+2} = [N_2 \pi : 2(1 - \mu_0)] \sum_{j=k+1}^m X_j;$$

$$X_{l+3} = [cK_1 \pi : 2(1 - \mu_0)] \sum_{j=1}^k X_j; \quad X_{l+4} = [cK_2 \pi : 2(1 - \mu_0)] \sum_{j=k+1}^m X_j,$$

где N_1 , K_1 , N_2 , K_2 — соответственно смещение и угол поворота вершины четвертьплоскостей I и II.

После этих преобразований выражения для определения коэффициентов при неизвестных в уравнениях, выражающих условия совместности перемещений полосы и основания, полосы и опор, соответственно имеют вид:

$$\text{при } 1 \leq (i \text{ и } j) \leq k \text{ или } (k+1) \leq (i \text{ и } j) \leq m \quad \delta_{ij} = \lambda_{ij} f_{ij} + r\omega_{ij};$$

$$\text{при } (m+1) \leq (i \text{ и } j) \leq l \quad \delta_{ij} = r\omega_{ij} + d_{ij},$$

где λ_{ij} — коэффициент, учитывающий неоднородность основания.

$$\lambda_{ij} = \begin{cases} E_0 : E_{0i}, & \text{если } i = j; \\ 1, & \text{если } i \neq j, \end{cases}$$

здесь E_{0i} — модуль деформации грунта в точке i .

Определив неизвестные из решения системы уравнений, находим значения распределенного давления грунта, опорные реакции и усилия в стенке.

Расчет стенки на нагрузки, возникающие в период строительства, выполняется поэтапно. Вначале рассчитывают стенку при глубине котлована, которая необходима для устройства верхнего ряда опор (или второго ряда опор, если не нужно от-

рывать котлован для устройства первого ряда). Расчет ведется на начальное боковое давление грунта, давление грунтовых вод и на действие нагрузок, расположенных на поверхности грунта. После определения неизвестных делают расчет перераспределенного давления грунта $P_j^{(I)}$ по формуле:

$$P_j^I = P_j + X_j,$$

если

$$P_{a,I} \leq P_j \leq P_{p,I}, \quad (10)$$

где P_j — начальное боковое давление грунта на участке стенки j ; $P_{a,I}$ и $P_{p,I}$ — предельные значения активного и пассивного давления грунта.

Расчет перераспределенного давления грунта на данном этапе считается законченным. Если неравенство (10) не удовлетворяется, то делают повторный расчет с заменой значений P_j на предельные значения давлений грунта с выключением связей стенки с основанием в этих местах. Такие вычисления производят до тех пор, пока не установится соотношение (10). Затем рассчитывают стенку при глубине котлована, необходимой для устройства второго ряда опор, на нагрузку от перераспределенного бокового давления грунта на участке выбираемого перед стенкой грунта и на нагрузку от бокового давления грунта, вызванного весом убранныго грунта при отрывке котлована. После нахождения неизвестных вычисляют перераспределенное давление грунта

$$P_j^{(II)} = P_j^{(I)} + X_j$$

с проверкой возникновения предельных значений давления грунта по неравенству (10). Если неравенство (10) не удовлетворяется, выполняют повторный расчет на нагрузку от перераспределенного давления грунта $P_j^{(II)}$ с выключением связей в местах возникновения предельных значений давления грунта и с заменой давлений $P_j^{(II)}$ на предельные значения давления грунта в этих местах. Такой расчет делается до тех пор, пока не установится соотношение (10). Затем выполняется аналогичный расчет со следующей глубиной котлована до тех пор, пока не будет установлен последний ряд опор, а котлован выбран до проектной отметки. После каждого этапа расчета определяют усилия в стенке и опорные реакции.

В приложении I алгоритм расчета приведен для расчета консольных, закрепленных опорами и предварительно-напряженными анкерами стенок с использованием ЭЦВМ.

Упрощенные способы расчета прямолинейных стенок. Консольные стенки и стенки, закрепленные одной или двумя опорами, рассчитываются по способу Блюма—Ломейера.* При рас-

* Расчет двухопорной стенки графоаналитическим методом впервые выполнен А. Ф. Новиковым.

чете консольных стенок с излишним заглублением следует учитывать, что равнодействующая реактивного давления грунта перед стенкой, вследствие ее жесткости, сместится книзу, в результате чего возрастут изгибающие моменты в стенке. Это обстоятельство не учитывается расчетом по способу Блюма—Ломейера, что может привести к перенапряжению материала стенки и возникновению недопустимых трещин.

В расчет одноопорных и двухопорных стенок по Блюму—Ломейеру вводят поправочные коэффициенты на изгибающие мо-

а)

б)

менты и опорные реакции:

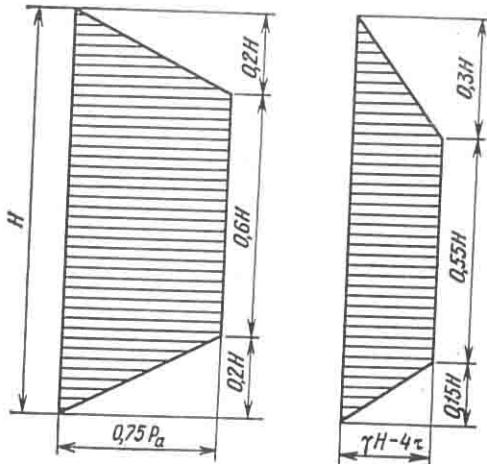


Рис. 34. Упрощенные эпюры бокового давления грунта на многоопорные стены
а — грунт несвязный; б — связный

консоли, равной расстоянию от верха до первой опоры. Нижняя опора расположена на уровне дна котлована. Боковое давление грунта принимается распределенным по трапеции. На рис. 34, а показано распределение давления для несвязных грунтов, а на рис. 34, б — для связных.

Максимальная величина горизонтального давления грунтов для несвязных грунтов определяется по формуле:

$$P_{\max} = 0,75 P_a,$$

а для связных

$$P_{\max} = \gamma_r H - 4\tau,$$

где τ — сопротивление связного грунта сдвигу.

Рассчитывая стены, закрепленные предварительно-напряженными анкерами, следует учитывать дополнительные усилия, возникающие в стенке и анкерах, от натяжения анкеров. Таким

$$M_{\text{расч}} = 0,74 M_{\max}; \\ R_{\text{расч}} = 1,4R.$$

Многоопорные стены крепления котлованов можно также рассчитывать по способу, предложенному К. Терцаги и основанному на результатах натурных измерений [35].

Изгибающие моменты в стенке и опорные реакции определяются как в однопролетных балках с длиной пролета, равной расстоянию между опорами. Верхнюю часть стены рассчитывают как однопролетную консольную балку при длине

образом, полные усилия в стенке и анкерах будут складываться из усилий, определяемых обычным расчетом стенки, удерживающей от смещения n -м количеством опор, и усилия от предварительного натяжения анкеров.

При расчёте усилий от предварительного натяжения анкеров для упрощения расчета стенку считают абсолютно жесткой, т. е. не учитывается влияние ее прогибов на распределение реакций грунта, возникающих при натяжении анкеров, а грунт за стенкой принимается за упругое основание Винклера с линейно изменяющимся по глубине коэффициентом постели.

Изгибающий момент M_{za} и поперечная сила Q_{za} в стенке от предварительного натяжения анкеров определяются по формулам:

$$M_{za} = \sum_{n=1}^k S_n \theta - (z:L)^3 [2Q_s L [1,5 - (z:L)] - 3M_s [1,333 - (z:L)]];$$

$$Q_{za} = \sum_{n=1}^k \eta S_n - (z:L)^2 [8Q_s [1,125 - (z:L)] - 12(M_s:L) [1 - (z:L)]],$$

где S_n — горизонтальная составляющая усилия натяжения анкера в n -м ряду, приходящегося на погонный метр стенки, Н/м; z — расстояние от верха стенки до рассматриваемого сечения, м; k — количество рядов с анкерами по высоте стенки; n — порядковый номер ряда анкеров при нумерации сверху вниз ($n = 1, 2, 3, \dots, k$);

$$\theta = \begin{cases} z - a_n, & \text{если } z > a_n; \\ 0, & \text{если } z \leq a_n; \end{cases}$$

$$\eta = \begin{cases} 1, & \text{если } z > a_n; \\ 0, & \text{если } z \leq a_n; \end{cases}$$

L — глубина стенки (расстояние от верха до подошвы стенки), м; a_n — расстояние от верха стенки до n -го ряда анкера;

$$Q_s = \sum_{n=1}^k S_n; \quad M_s = \sum_{n=1}^k S_n a_n.$$

Полные усилия в стенке и анкерах:

$$M_z = M_{za} + M_{z0}; \quad Q_z = Q_{za} + Q_{z0}; \quad R_n = S_n + R_0.$$

Здесь M_{z0} , Q_{z0} и R_0 — соответственно изгибающие моменты, поперечные силы и усилия в анкерах, полученные при обычном расчете стенки, опертой на n -е количество опор.

§ 3. РАСЧЕТ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ СТЕНОК

Начальное боковое давление грунта, которое действует на стенку колодца до выемки грунта из его полости, зависит от способа производства работ и определяется по формуле (8) или (9). После укладки бетона начальное давление грунта по периметру колодца может быть неравномерным вследствие различной скорости бетонирования траншей и неодинаковой объемной

массы тиксотропного раствора. Примем для расчета давление грунта (см. рис. 35), изменяющееся по периметру колодца с такой закономерностью:

$$P_\varphi = P_{\max} \{1 + [(1 - k_{\text{н}}) : k_{\text{н}}] \sin \varphi\},$$

где P_{\max} — максимальное давление грунта на стенку; P_{\min} — минимальное давление грунта на стенку, определяется по формулам (8) и (9); $k_{\text{н}} = P_{\max}/P_{\min}$ — коэффициент неравномерности бокового давления грунта; φ — угловая координата, отсчитываемая от точки приложения P_{\max} .

Значение коэффициента $k_{\text{н}}$ может быть принято равным 1,25 (согласно рекомендациям инструкции [48]), однако в дальнейшем оно должно быть уточнено на основе экспериментов).

Деформациям колодца препятствует грунт, плотно прижатый к стенкам по всему периметру, поэтому колодец предлагается рассчитывать как сооружение, взаимодействующее с упругой средой. Так как усилия в продольном направлении незначительны, пространственный расчет заменяется расчетом в условиях плоской задачи, т. е. рассматривается кольцо, вставленное без зазора в круговой вырез упругой плоскости. В зависимости от конструкции стыка между захватками кольцо бывает сплошным или разделенным шарнирами.

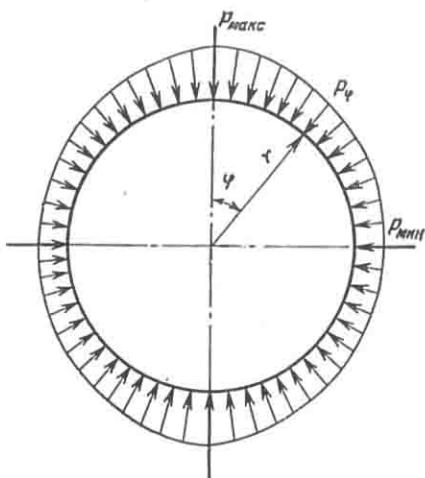


Рис. 35. Расчетная эпюра давления грунта на колодец

Расчет кольца в упругой среде можно решить одним из многих существующих способов. Учитывая наличие перегородки и шарниров, удобнее всего принять схему расчета, предложенную Метропроектом, но с основанием в виде упругой плоскости, примененной С. А. Орловым [10, 26]. Сущность этого способа состоит в том, что кольцо заменяется многоугольником, а реакция грунта — опорными стерженьками, как это делается в широко известном методе Б. Н. Жемочкина при расчете балок и плит на упругом основании.

В приближенном решении кольцо заменяем 24-угольником. За основную систему принимаем шарнирную цепь (рис. 36), где неизвестные величины $X_0 \div X_{15}$ — изгибающие моменты, приложенные в узлах и в месте стыка перегородки с кольцом, опорная реакция в нулевом стержне и горизонтальное усилие в перегородке. Внешнюю нагрузку на кольцо (начальное давление

грунта и давление воды) заменим сосредоточенными силами. Сила давления грунта в i -й точке определяется по формуле:

$$P_i = P_{\max} [\varphi_0 + 2\omega \sin(i\varphi_0) \sin \varphi_0 / 2],$$

где $\omega = (1 - k_n) : k_n$; $i = 0 \div 12$; $\varphi_0 = \pi : 12$; r — радиус кольца, отсчитанный от оси стены.

Сила давления воды внутри колодца на i -м участке:

$$P_i = r \pi P_w : 12,$$

здесь P_w — давление воды в расчетном сечении.

Так как система и нагрузка симметричны относительно вертикальной оси, то усилия в стержнях будут также симметричны.

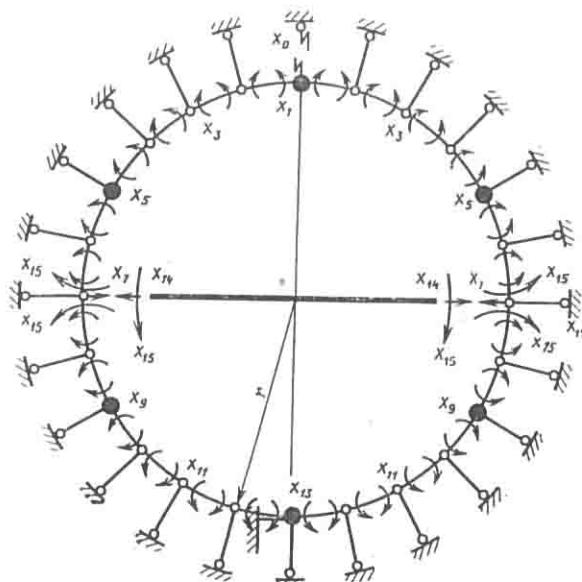


Рис. 36. Основная система при расчете кольца
в упругой среде

Далее определяем неизвестные усилия $X_0 \div X_{15}$. Лишние неизвестные находим из решения системы канонических уравнений метода сил.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{0,0}X_0 + \delta_{0,1}X_1 + \dots + \delta_{0,m}X_m + \dots + \delta_{0,15}X_{15} + \delta_{0,p} &= 0; \\ \delta_{1,0}X_0 + \delta_{1,1}X_1 + \dots + \delta_{1,m}X_m + \dots + \delta_{1,15}X_{15} + \delta_{1,p} &= 0; \\ \vdots & \\ \delta_{n,0}X_0 + \delta_{n,1}X_1 + \dots + \delta_{n,m}X_m + \dots + \delta_{n,15}X_{15} + \delta_{n,p} &= 0; \\ \vdots & \\ \delta_{15,0}X_0 + \delta_{15,1}X_1 + \dots + \delta_{15,m}X_m + \dots + \delta_{15,15}X_{15} + \delta_{15,p} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

где δ_{nm} и δ_{np} — соответственно коэффициенты при неизвестных и свободные члены, учитывающие перемещения в основной системе по направлению действия единичной силы, приложенной в точке перелома n ($n=0; 1; \dots; i$), от действия единичной силы, приложенной в точке m ($m=0; 1; \dots; i$), или внешней нагрузки P .

Физический смысл канонических уравнений, как известно, состоит в том, что сумма перемещений в основной системе по направлению действия каждого лишнего неизвестного должна быть равна нулю. Перемещения в основной системе в общем виде определяются по формуле, в которой первый член учитывает влияние изгиба стержней, второй — влияние их обжатия от нормальных усилий, третий — влияние податливости основания:

$$\delta_{nm} = 2 \sum_{i=1}^{12} \int_0^l M_{in} M_{im} dl : EI + 2 \sum_{i=1}^{i=12} N_{in} N_{im} l : EF + \\ + (2 : E_0) \left[\sum_{i=1}^{11} U_{in} R_{im} + \frac{1}{2} (U_{0n} R_{0m} + U_{12n} R_{12m}) \right],$$

где $l = 2r \sin \varphi_0/2$ — длина стержня многоугольника; M_{in} , N_{in} , U_{in} — соответственно изгибающие моменты, нормальные силы и перемещения упругой плоскости в основной системе от действия единичной силы, приложенной в точке перелома n ; M_{im} , N_{im} , R_{im} — соответственно изгибающие моменты, нормальные силы и равнодействующие реакций упругой плоскости в основной системе от действия единичной силы, приложенной в точке перелома m , или от внешней нагрузки; EI и EF — жесткость стержней многоугольника; E_0 — модуль деформации упругой плоскости.

Перемещения контура кругового выреза плоскости от действия единичной силы, распределенной на участке $r\varphi$, вычислялись на ЭЦВМ.

$$\eta_i = (1 : E_0) \left[D_0 + (1 : \beta) \sum_{s=2}^{\infty} D_s \sin(s\beta) \cos(2is\beta) \right],$$

где $D_0 = (1 + \mu_0) : 2\pi$; $D_s = (1 + \mu_0) : s (s^2 - 1) \pi [2[s - \mu_0(s+1)] + 1]$, здесь $\mu_0 = 0,3$ — коэффициент Пуассона для грунта; $\beta = \varphi/2 = \pi/24$,

Перемещения контура кругового выреза от действия единичных сил, приложенных в точке n ,

$$U_{in} = \sum_{j=0}^{12} R_{jn} (\eta_{i-j} + \eta_v),$$

где R_{jn} — реакция упругой плоскости в основной системе в точке j от действия единичной силы, приложенной в точке n ; $v = i+j$ при $v \leq 12$; $v = 24 - (i+j)$ при $v > 12$; $\eta_v = 0$ при $j=0$ или $j=12$.

Умножая первое уравнение системы (11) на $E_0/2$, а последующие — на $r^2 E_0 : 2$, получим систему, в которой коэффициенты при неизвестных будут иметь следующий вид:

$$\delta_{nm} = \bar{\gamma} \overline{M}_{nm} + \Gamma \sum_{i=1}^{12} N_{in} N_{im} + \sum_{i=1}^{11} U_{in} R_{im} + \\ + \frac{1}{2} (U_{0n} R_{0m} + U_{12n} R_{12m}),$$

где Γ — показатель гибкости кольца ($\Gamma = 2\sin \varphi_0/2 \cdot E_0 r : Et = 0,261 E_0 r : Et$); t — толщина стенки колодца; $\gamma = 0,522 E_0 r^2 : Et^3$; $\bar{M}_{nm} = \int_0^l M_{in} M_{im} dl$.

Усилия в кольце, реакции и радиальные перемещения после отыскания неизвестных соответственно определяют по формулам:

$$N_i = N_i^0 + \sum_{m=0}^{15} N_{im} X_m; R_i = R_i^0 + \sum_{m=0}^{15} R_{im} X_m;$$

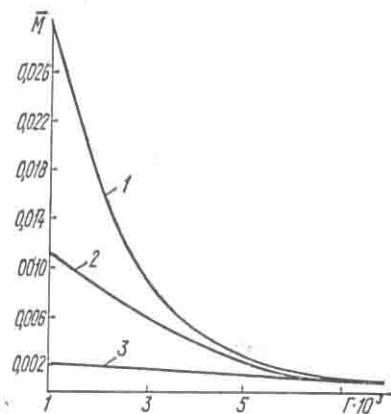
$$U_i = \sum_{i=0}^{12} R_i (\eta_{j-i} + \eta_v),$$

здесь N_i^0 , N_{im} , R_i^0 , R_{im} — нормальные силы и сосредоточенные реакции упругой плоскости в основной системе в точке i от действия соответственно внешней нагрузки и единичного изгибающего момента, приложенного в точке m ; X_m — получены из решения системы уравнений значений неизвестной силы, приложенной в точке m .

На основе расчетов составлены графики, позволяющие достаточно быстро определять изгибающие моменты в стенке ко-

Рис. 37. Зависимость значения M от коэффициента гибкости кольца при $K_n = 1,25$

1 — для кольца сплошного и с четырьмя шарнирами по периметру колодца; 2 , 3 — для кольца соответственно с 6 и 12 шарнирами



лодца и нормальные усилия (рис. 37—39). Поскольку нам неизвестно действительное распределение давления грунта по периметру колодца, то расчет его на прочность делается по наибольшим значениям усилий.

Максимальные изгибающие моменты в кольце от бокового давления грунта:

$$M = \bar{M} r^2 P_{gr} k_n,$$

где \bar{M} — безразмерная величина, определяемая по рис. 37 в зависимости от показателя гибкости кольца Γ и числа шарниров C_{sh} по периметру колодца.

При числе шарниров кольца, отличающемся от указанного на рис. 37, значение M определяется по интерполяции. Для этого по данным рис. 37 строится зависимость \bar{M} от значений $1/C_{sh}$ при заданном показателе Γ . Нормальные усилия N_{max} в кольце в незначительной степени зависят от изменения его гибкости и числа шарниров. Можно принять для всех типов колодцев

$$N_{max} = 0,9 P_{gr} r k_n,$$

где 0,9 — коэффициент, полученный из расчета в упругой среде.

Водозаборные или канализационные колодцы с перегородкой, расположенной по центру и заделанной в днище, рассчитываются на нагрузку от затопления водой одной половины колодца и наружное давление грунта и воды. Поскольку расчет колодца ведется в условиях плоской задачи, т. е. без учета заделки стен и перегородки в днище, точность определения усилий

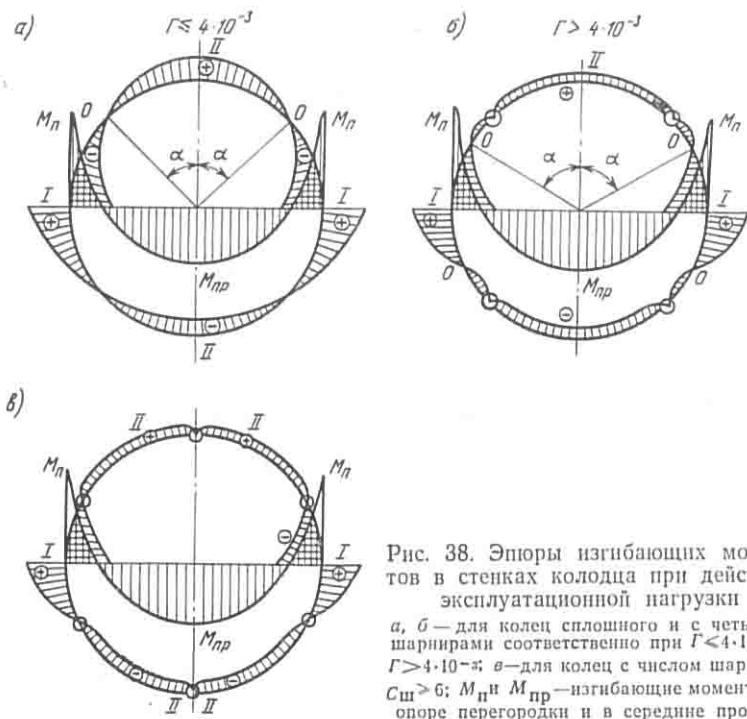


Рис. 38. Эпюры изгибающих моментов в стенках колодца при действии эксплуатационной нагрузки
а, б — для колец сплошного и с четырьмя шарнирами соответственно при $G \leq 4 \cdot 10^{-3}$ и $G > 4 \cdot 10^{-3}$; в — для колец с числом шарниров $C_{sh} \geq 6$; M_n и M_{np} — изгибающие моменты на опоре перегородки и в середине пролета

лий и перемещений зависит от местоположения рассматриваемого сечения по глубине колодца и соотношения между его глубиной h и диаметром d . Ввиду того, что усилия и перемещения в стенке колодца в основном обусловливаются опорными моментами перегородки, влияние днища установим по таблицам, предложенным А. С. Калманком [13], для прямоугольных пластинок, защемленных с трех сторон.

У пластинок с соотношением сторон больше двух, третья защемленная сторона почти не влияет на усилия и прогибы свободного края пластиинки. Установим поправочный коэффициент на усилия и перемещения в зависимости от $h:d$, воспользовавшись значениями опорных моментов для пластиинки, защемленной с трех сторон

$$\lambda = M_{o,pl} : M_{o,6},$$

где $M_{o, \text{пл}}$, $M_{o, \delta}$ — опорный момент на середине защемленной грани и однопролетной защемленной балки.

Значения поправочного коэффициента λ приведены ниже:

$h : d \dots \dots \dots$	2	1,5	1,2	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
$\lambda \dots \dots \dots$	1,0	0,95	0,90	0,80	0,75	0,67	0,6	0,5	0,4	0,3

Эпюры изгибающих моментов для колец сплошного и с четырьмя шарнирами строятся в соответствии с рис. 38, *a* и *б*, для

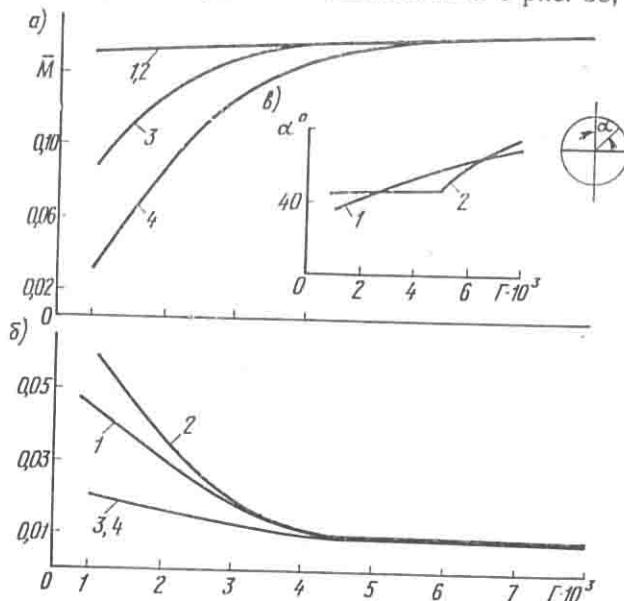


Рис. 39. Зависимость значения \bar{M} и угла α от показателя гибкости кольца при расчете на эксплуатационную нагрузку

a, *б* — для точек соответственно *I* и *II* (см. рис. 38); *в* — для точки *O*; *1*, *2* — для колец соответственно сплошного и с четырьмя шарнирами; *3*, *4* — для колец соответственно с 6 и 12 шарнирами

кольца с числом шарниров более четырех — по рис. 38, *в*. За положительные значения изгибающих моментов приняты моменты, растягивающие наружные волокна кольца.

Изгибающие моменты в точках *I* и *II* (см. рис. 38) вычисляются по формуле:

$$M = \bar{M} r^2 P_v \lambda, \quad (12)$$

где P_v — внутреннее давление воды на глубине $0,5 h$ от верха колодца.

Значения \bar{M} для точек *I* и *II* определяются в зависимости от величины Γ по графикам рис. 39, *a* и *б*. Положение точки *O* (см. рис. 38, *a*, *б*), проходя через которую изгибающий момент меняет знак, находится по значению угла α на рис. 39, *в*. Изгибающий

момент $M_{\text{п}}$ на опоре перегородки определяется как удвоенная величина момента, вычисленного по формуле (12) для точки I ; изгибающий момент в середине пролета можно вычислить по формуле: $M_{\text{пп}} = 0,5r^2\lambda P_{\text{в}} - M_{\text{п}}$.

Величины изгибающих моментов в кольце с шарнирным креплением перегородки при действии эксплуатационной нагрузки практически равны нулю и не зависят от количества шарниров в кольце и показателя его гибкости Γ . На значение нормальных усилий в кольце почти не влияет изменение количества шарниров и показателя гибкости Γ , поэтому нормальные усилия для половины кольца, ограничивающего затопленную и не затопленную водой части колодца, соответственно равны $N = rP_{\text{в}}$ и $N = 0,2rP_{\text{в}}$.

Продольные усилия в перегородке, растягивающие ее в поперечном направлении, $N_{\text{n}} = 0,012rP_{\text{в}}$.

Пример расчета. Необходимо определить усилия в стенах канализационного колодца с поперечной стенкой, расположенной по центру, на период строительства и эксплуатации.

Исходные данные: радиус колодца $r = 4,3$ м, толщина стенок $t = 0,6$ м, глубина $h = 8$ м, модуль деформации материала стенок $E = 3 \cdot 10^4$ МПа, модуль деформации грунта, прилегающего к стенкам, $E_0 = 30$ МПа.

При бетонировании стенок колодца способом ВПТ его периметр разделяют на четыре захватки. Соединение стенок на стыке захваток — шарнирное. Объемный вес бентонитового раствора и бетонной смеси, применяемых при рывье траншей, соответственно $\gamma_t = 1,1 \cdot 10^4$ Н/м³ и $\gamma_b = 2,3 \cdot 10^4$ Н/м³. Разность отметок между уровнями поверхности грунта, бентонитового раствора и грунтовых вод соответственно равны: $h_t = 0$, $h_b = 1,6$ м. Высота «действующего» столба бетонной смеси, определенная по СНиП III-Б. 1—70, $h_d = 3$ м.

Расчет минимальных усилий в стенах колодца на период строительства. По формуле (7) находим начальное давление грунта на стены колодца: на глубине 8 м

$$P_{\text{гр}} = 3(2,3 - 1,1) \cdot 10^4 + 8 \cdot 1,1 \cdot 10^4 - (8 - 1,6) \cdot 10^4 \cdot 1,0 = 0,06 \text{ МПа}; \\ \text{на глубине } 4 \text{ м}$$

$$P_{\text{гр}} = 3(2,3 - 1,1) \cdot 10^4 + 4 \cdot 1,1 \cdot 10^4 - (4 - 1,6) \cdot 10^4 \cdot 1,0 = 0,056 \text{ МПа}.$$

Для расчета усилий в стенах колодца определим показатель гибкости кольца:

$$\Gamma = 0,261 \cdot (30 \cdot 4,3 : 3 \cdot 10^4 \cdot 0,6) = 1,9 \cdot 10^{-3}.$$

Из графика 1 (рис. 37) видно, что $\bar{M} = 2$.

Максимальный изгибающий момент:
на глубине 8 м

$$M_{\text{макс}} = 2 \cdot 4,3^2 \cdot 6,0 \cdot 10^4 \cdot 1,25 \cdot 10^{-2} = 28 \text{ кН} \cdot \text{м}, \\ \text{на глубине } 4 \text{ м}$$

$$M_{\text{макс}} = 2 \cdot 4,3^2 \cdot 5,6 \cdot 10^4 \cdot 1,25 \cdot 10^{-2} = 26 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нормальные сжимающие усилия от давления грунта и грунтовых вод:
на глубине 8 м

$$N = 0,9 \cdot 12,4 \cdot 10^4 \cdot 4,3 \cdot 1,25 = 600 \text{ кН}, \\ \text{на глубине } 4 \text{ м}$$

$$N = 0,9 \cdot 8 \cdot 10^4 \cdot 4,3 \cdot 1,25 = 400 \text{ кН}.$$

Глава III. МАШИНЫ И МЕХАНИЗМЫ ДЛЯ УСТРОЙСТВА СТЕН В ГРУНТЕ

Глинистый раствор оказывает существенное влияние на конструкцию землеройного оборудования, применяемого для рытья траншей. Оно должно в ряде случаев работать в растворе с повышенным содержанием измельченного грунта так, чтобы этот грунт не налипал на захватный или режущий элемент рабочего органа. Траншеекопатель должен обеспечить разработку и удаление грунта из траншей и иметь возможность перемещаться в плане в соответствии с ее конфигурацией. Этим требованиям в большей или меньшей степени удовлетворяет оборудование, используемое в зарубежной и отечественной практике строительства.

Разработка грунта в траншее выполняется следующими механическими устройствами: рыхлителями, применяемыми в буровых установках; отдельно установленными на вертикальных вращающихся штангах резцами; резцовыми или лопастными фрезами; фрезерными головками; шнековыми рабочими органами; грейферными ковшами и открытыми ковшами типа прямой или обратной лопаты. Грунт из траншеи можно удалять гидромеханизированным (эрлифт, эжектор, промывка) или механическим способами с помощью ковшей.

Для перемещения траншеекопателя используется ходовое оборудование базовой машины (трактора или экскаватора) либо создается специальный механизм (на рельсах, катках, шагающих опорах и пр.), который может воспроизводить любую траекторию движения рабочего органа. В зависимости от базовой машины или ходового механизма применяются различные конструкции несущих узлов для удержания и перемещения рабочего органа траншеекопателя. В зависимости от конструкции рабочего органа траншеекопатели отечественного и зарубежного производства подразделяются на бурофрезерные (роторные и фрезерные) и ковшовые установки, имеющие различное ходовое оборудование или базовую машину.

Наибольшее распространение в практике строительства получили траншеекопатели ковшового типа, надежно работающие в любых грунтовых условиях. Гидромеханизированные траншеекопатели успешно используются в песчаных и супесчаных грунтах.

§ 1. ТРАНШЕЕКОПАТЕЛИ ОТЕЧЕСТВЕННОГО ПРОИЗВОДСТВА

В Советском Союзе разработан и внедрен в практику строительства ряд конструкций траншеекопателей для рытья глубоких траншей. К бурофрезерным машинам относятся агрегаты типа СВД конструкции Гидропроекта им. С. Я. Жука, гидромеханизированный траншеекопатель ВНИИГСа (ГТ), барражные

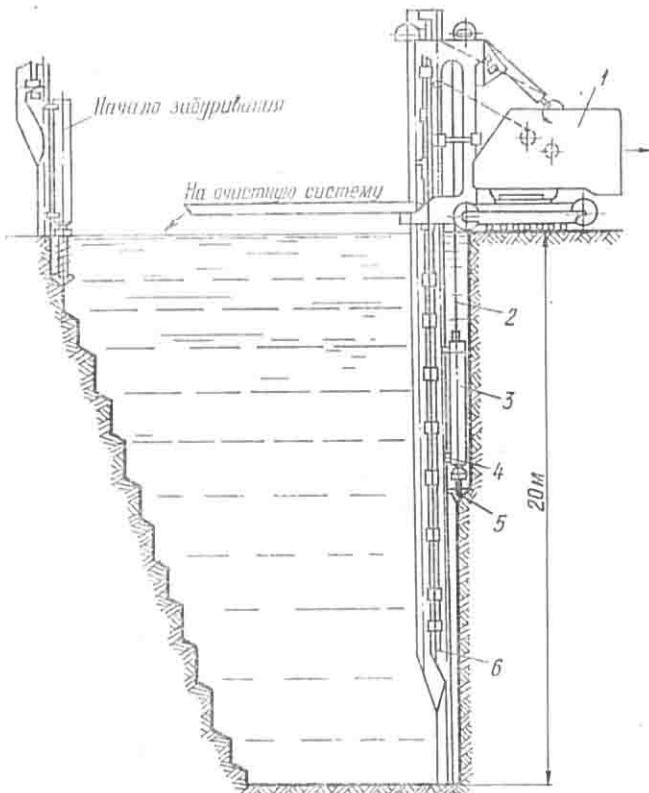


Рис. 40. Схема агрегата СВД-500 Киевского Гидропроекта
1 — базовая машина (экскаватор Э-505 или Э-652 со снятой стрелой); 2 — канат; 3 — буровая машина; 4 — лапы буровой машины;
5 — долото; 6 — направляющий шаблон

машины ВИОГЕМа*. Среди машин ковшового типа получили применение грейфер Фундаментпроекта, а также широкозахватный грейфер и траншейный штанговый экскаватор НИИСП Госстроя УССР. В настоящее время проводятся испытания траншеекопателей ряда других конструкций.

* Всесоюзный научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт по осушению месторождений полезных ископаемых, специальным горным работам, рудничной геологии и маркшейдерскому делу.

Буровые установки. В 1964—1969 гг. Киевским Гидропроектом им. С. Я. Жука был разработан агрегат фрезерного типа СВД-500 (рис. 40) для проходки траншей в несвязных, полускальных и скальных грунтах с коэффициентом крепости до 10 (по М. М. Протодьяконову) [59].

Агрегат СВД-500 имеет базовую машину, в качестве которой принят экскаватор Э-505, а СВД-500р — специальную тележку из двух платформ на рельсовом ходу, каждая из которых снабжена электролебедкой грузоподъемностью 8 т. На первой платформе располагается оборудование для приведения в действие бурового снаряда, а на второй — для очистки глинистого раствора. Буровой снаряд представляет собой электробур с встроенным герметизированным электроприводом. На хвостовик планетарного редуктора насажено шарошечное долото (для разработки скальных грунтов) или буровое трехперое (для несkalьных грунтов). Буровой снаряд, подвешенный к базовой машине, скользит по полозьям направляющего шаблона, фиксируя его положение.

Технические характеристики агрегата СВД-500

Ширина проходки, м	0,5—0,6
Наибольшая глубина проходки траншеи, м	до 30
Максимальная скорость проходки, м/ч:	
в мягких грунтах	70
то же, с прослойками твердых пород	30
в твердых породах	2
Среднесменная производительность в мягких грунтах, м ³ /маш-см	100—180
Производительность, м ³ /ч	0,5—2,0
Мощность привода бурового агрегата, кВт	94
Частота вращения бурового инструмента, с ⁻¹	4,2
Масса бурового агрегата, т	2,8—3,0
Общая масса, т	35
Производительность эрлифта, м ³ /ч	300—600

После достижения буровым снарядом проектной глубины его поднимают на поверхность, после чего базовая машина передвигается по оси траншеи на величину, равную $\frac{1}{3}$ диаметра бура. Шлам вместе с раствором выдается на ситогидроциклонную установку 4СГУ-2 и шламоотстойник с помощью эрлифта, встроенного в направляющий шаблон. Очищенный глинистый раствор возвращается в траншее.

Разработка траншей состоит из повторяющихся циклов бурения и последующего перемещения агрегата по оси траншеи при непрерывном удалении эрлифтом шлама вместе с глинистым раствором.

Наиболее сложным этапом разработки траншей является заглубление бура на заданную отметку с помощью шнека, так как эрлифтирование грунта на малых глубинах практически неосуществимо. Ступенчатое забуривание требует перемещения базовой машины на шаг, равный диаметру бура, а также нара-

щивания направляющего шаблона и значительного объема работ по уборке грунта и очистке шинека. Фронтальная проходка траншей может быть начата после достижения буром проектной отметки ступенчатым забуриванием из предварительно пробуренной скважины большого диаметра.

В процессе работы бурового снаряда в нем возникают силы поперечного сдвига в направлении, противоположном вращению снаряда, что вызывает частичное отклонение шаблона и стенок траншей от вертикальной плоскости. Для предотвращения этого явления осуществляется периодическое реверсирование бурового снаряда.

В комплект агрегата СВД-500 входит следующее вспомогательное оборудование: один-два компрессора ДК-9, ситогидроциклонная установка 4СГУ-2, две глиномешалки МГ2-4, агрегат для приготовления и укладки глиногрунтовой пасты ГЗ-1, смеситель глинистых супензий БС-2.

На основе агрегатов типа СВД Киевским Гидропроектом разработаны машинокомплексы для сооружения несущих (бетонных и железобетонных) и самонесущих (глинистых и глино-грунтовых) стенок. Агрегаты СВД достаточно хорошо зарекомендовали себя в различных грунтовых условиях, а агрегат СВД-500р с глубиной проходки траншей до 50 м — в грунтах со значительным содержанием валунов размером в поперечнике до 40 см. Все операции по управлению машиной механизированы и выполняются машинистом-оператором из кабины управления.

Важным технологическим преимуществом агрегатов типа СВД является то, что конструкция направляющего шаблона обеспечивает разделение зоны проходки траншей от пройденной зоны, в результате чего последняя не засоряется частицами разрабатываемого грунта.

Внедрение в практику строительства агрегатов СВД-500 началось в 1967 г. и ведется главным образом при сооружении противофильтрационных завес, а также несущих стенок на объектах Минэнерго СССР и других ведомств.

ГТ-ВНИИГС фрезерного типа (рис. 41) разработан ВНИИГС Минмонтажспецстроя СССР в 1969 г. ГТ-ВНИИГС предназначен для проходки траншей глубиной до 20 м в грунтах I-IV групп, при строительстве способом «стена в грунте» несущих стенок подземных сооружений, противофильтрационных завес и фундаментов глубокого заложения.

ГТ-ВНИИГС работает на основе метода всасывающего бурения. ГТ отрывает траншее рабочим органом — ротором, который, вращаясь, совершает вертикальное возвратно-прямолинейное и горизонтальное поступательное движение. Ротор состоит из отдельных секций, набираемых в соответствии с необходимой глубиной траншее. Нижняя головная секция рабочего органа снабжена торцовой фрезой-забурником, в которой устанавлива-

ется гидроэлеватор или форсунка эрлифта. С помощью любого из этих устройств можно удалять грунт с глинистым раствором

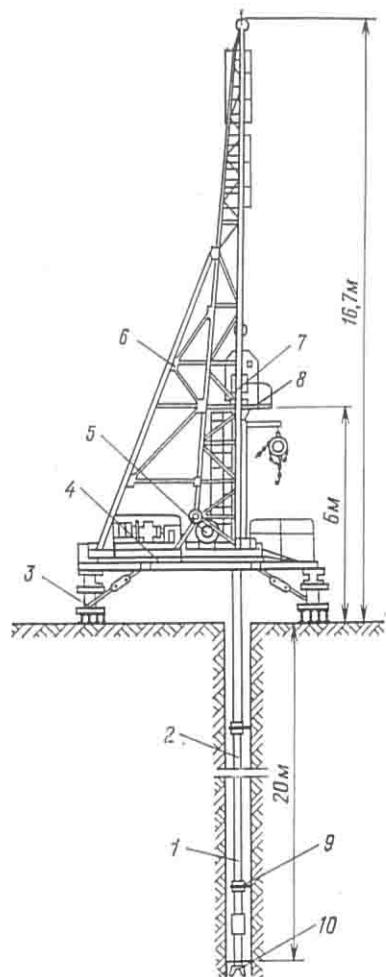


Рис. 41. Схема гидромеханизированного траншеекопателя конструкции ВНИИГСа

1 — рабочий орган; 2 — секция рабочего органа; 3 — шагающие опоры; 4 — рама; 5 — лебедка; 6 — силовая мачта; 7 — вертлюг; 8 — разъемная роликовая опора; 9 — съемные хомуты с резцами; 10 — торцевая фреза-забурник

из нижней части траншеи. После очистки раствор возвращается в траншеею. Резцы расположены на съемных хомутах, которые укрепляются на роторе при его монтаже.

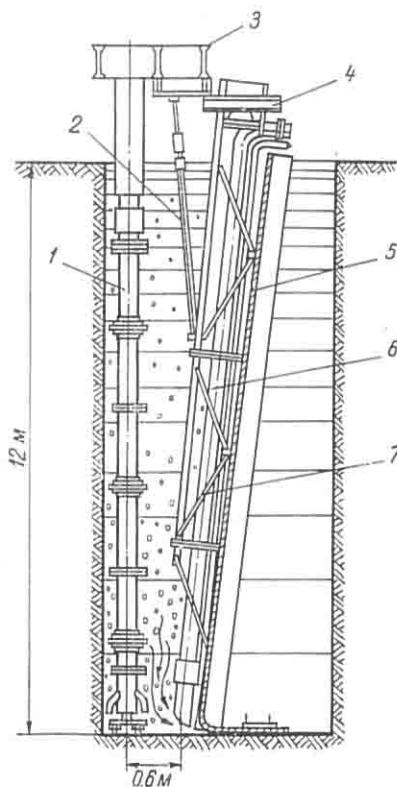


Рис. 42. Схема рабочего органа траншеекопателя конструкции ВНИИГСа с внешним эрлифтом

1 — рабочий орган (ротор); 2 — шарнирная стяжка; 3 — основная рама траншеекопателя; 4 — швейлеры; 5 — завеса; 6 — эрлифт; 7 — ферма

Штанга рабочего органа представляет собой трубу с приваренными на нее полосами, образующими в сечении восьмигранник. Между собой секции и штанги соединены фланцами с болтами и ввертышами. Головная секция рабочего органа с помощью буровой муфты присоединяется к вертлюгу.

Нагрузки, действующие на ротор, при проходке траншей воспринимаются приводным узлом и роликовой опорой, которая делается разъемной для удобства монтажа и демонтажа штанги рабочего органа.

Верхняя секция ротора имеет грани, на которые передается крутящий момент от приводного узла конструкции буровой установки УРБ-ЗАМ. С помощью грузовой лебедки и силовой мачты, также заимствованной у буровой установки УРБ-ЗАМ, осуществляется подъем-опускание врачающегося ротора, а его горизонтальная подача происходит путем перемещения всего траншеекопателя тремя шагающими опорами с эксцентриковыми приводами опорных лыж, которые передвигают траншеекопатель вдоль оси траншей в пределах рабочей площадки строительного объекта. Две опоры, расположенные со стороны рабочего органа, являются несущими и воспринимают основные вертикальные и горизонтальные нагрузки, а третья опора — направляющая.

Все механизмы траншеекопателя и электрооборудования смонтированы на раме, которая шарнирно опирается на шагающие опоры, что позволяет поворачивать их на угол до 90° для передвижения траншеекопателя по криволинейной (в плане) траектории. Шагающие опоры имеют несколько вариантов установки. Это дает возможность разрабатывать траншени любой конфигурации — от прямолинейной до криволинейной с наименьшим радиусом кривизны, равным 5 м. Электрическая схема обеспечивает ручное дистанционное управление и автоматический режим работы траншеекопателя.

Технические характеристики ГТ-ВНИИГС

Производительность, м ³ /ч	7—8
Наибольшая глубина проходки траншей, м	20,0
Ширина проходки траншей, м	0,6—0,8
Скорость проходки траншей, м/ч	0,6—2,0
Толщина стружки, снимаемой за один проход рабочего органа, см	3,0
Скорость движения шагающих опор, м/ч	3,6
» вертикальной подачи рабочего органа, м/мин	2,02
Габарит, мм	8400×6400×16 600
Общая масса установки, т	27

Выпускаемые в настоящее время ГТ-ВНИИГС оборудованы внешним эрлифтом, подвешенным к основной раме рядом с ротором, как это показано на рис. 42. В комплект агрегата ГТ-ВНИИГС входит следующее вспомогательное оборудование: блок приготовления глинистого раствора вместимостью 30 м³

с глиномешалкой МГР-4 (или другой марки); блок очистки глинистого раствора НС50БрД с ситогидроциклонной установкой 4СГУ-2 и пескоотделителем 1ПГК вместимостью 30 м³; перемешивающее гидравлическое устройство типа 4УПГ; промежуточная емкость 8 м³; компрессор типа ДК-9 с подачей 9—10 м³/мин; два грязевых насоса 9М-Гр, ЗГр-8; два насоса: С-204 и С-666; кран грузоподъемностью 15 т; один комплект оборудования для бетонирования методом ВПТ (вышка с воронкой, бетонолитная секционная труба, бадья) *.

Технические характеристики ГТ-ВНИИГС

Ширина проходки траншей, м	0,6
Глубина » траншей, м	20
Скорость проходки, м/ч:	
в песчаных грунтах	1,0—1,2
в суглинках	1,0
в глинах	0,3—0,5
Производительность в смену, м ² траншей:	
в песчаных грунтах	100—190
в суглинках	100—144
в глинах	50—80

В 1973 г. ВНИИГСом были разработаны новые конструкции сменных рабочих органов для проходки траншей под противофильтрационные завесы (ширина траншеи 0,45 м) и для устройства несущих стенок высотой до 30 м (ширина траншеи 0,6 м). В настоящее время во ВНИИГСе разработана конструкция гидромеханизированного траншеекопателя для работы в стесненных условиях, а также создаются траншеекопатели грейферного типа, в том числе плоский виброгрейфер.

Агрегаты ГТ-ВНИИГС хорошо себя зарекомендовали в различных грунтовых условиях, особенно в супесях и песчаных грунтах. Вместе с тем в грунтах, имеющих включения валунов, работа ГТ-ВНИИГС затруднена.

Качество несущих траншнейных стенок, разработанных ГТ-ВНИИГС, хорошее как по прочностным и фильтрационным характеристикам, так и по внешнему виду. Все операции по управлению машиной механизированы.

Внедрение в практику строительства агрегатов ГТ-ВНИИГС, применяемых для возведения несущих стенок подземных сооружений, начато с 1970 г. трестом Гидроспецфундаментстрой [42, 52, 58]. В 1968—1969 гг. институтом ВИОГЕМ разработаны и испытаны две барражные машины, применяющиеся с целью проходки узких и глубоких вертикальных траншей для противофильтрационных завес и несущих стенок.

Барражная машина БМ-24/0,5, разработанная в ВИОГЕМе совместно с трестом Союзшахтоосушение, работает по принципу последовательного бурения захватками. Конструкция

* При длине захватки более 4 м используются два комплекта оборудования.

машины позволяет использовать два способа бурения: фрезерное и турбинное. На рис. 43 показана схема установки буровой барражной машины фрезерного типа. Установка представляет

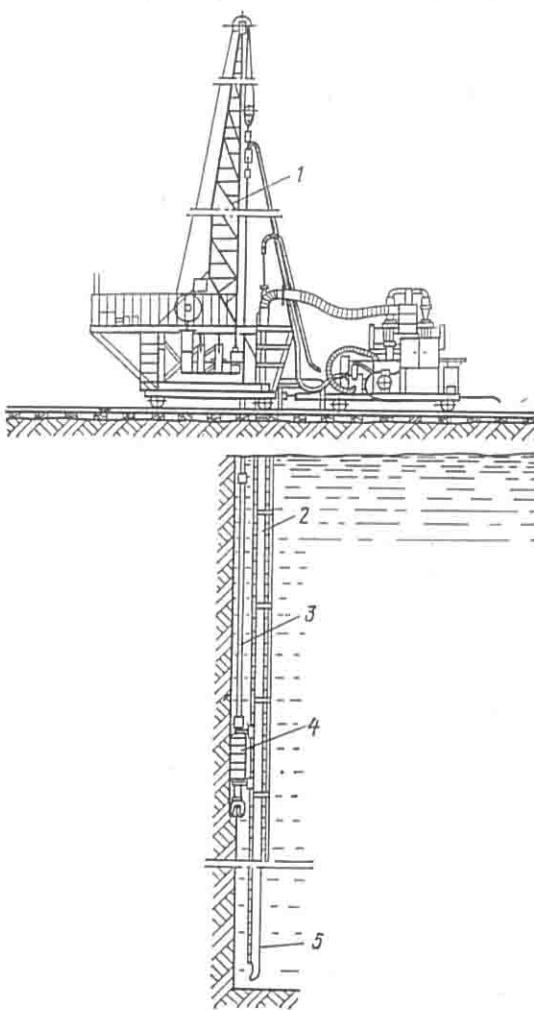


Рис. 43. Схема буровой барражной машины
БМ-24/0,5 конструкции ВИОГЕМа

1 — крановая установка; 2 — направляющая штанга; 3 — подвеска бурового снаряда; 4 — буровой снаряд; 5 — эрлифт

собой колесную платформу, на которой смонтированы лебедка, механизм перемещения, мачта с гидроцилиндрами подъема, а также ротор и рабочий орган, состоящий из направляющей рамы и бурового наконечника. Для очистки глинистого раствора

применяется ситогидроциклонная установка, перемещаемая на прицепе.

Лебедка, ротор, комплект мачты, квадратная штанга и буровой наконечник заимствованы у серийно выпускаемых буровых установок. Турбобур или квадратная штанга с буровым наконечником, применяемые в зависимости от способа бурения, перемещаются на ползунах вдоль направляющей рамы. В процессе перехода машины на очередную захватку для исключения возможных прихватов направляющей рамы ей сообщается возвратно-поступательное движение вверх—вниз двумя гидроцилиндрами подъема с ходом 1 м.

Внутри направляющей рамы смонтирована система эрлифта для транспортировки грунта и очистки траншей от осадка. По рельсам машина перемещается специальным гидравлическим механизмом шагового типа.

В качестве промывочного агрегата при фрезерном способе бурения используется насосная установка ШП-150, а при турбинном — буровой насос У8-4. Для работы эрлифта применяется компрессорная станция ДК-9М.

В состав гидросистемы машины входит автономная маслостанция с электроприводом и маслонасосом, а также предохранительная, регулирующая и управляющая аппаратура с маслопроводами. Машина оснащена электроприводом и необходимой электроаппаратурой.

Технические характеристики барражной машины БМ-24/0,5

Ширина проходки траншей, м	0,5
Наибольшая глубина проходки траншей, м	24,0
Производительность, м ² /ч	9,35
Диаметр штанги, мм	114
Масса бурового снаряда, кг	3500

Технологический цикл проходки щели состоит из следующих операций: планировка площадки и укладка рельсового пути; выбор и подготовка бурового снаряда, квадратной штанги с подшипниковым узлом и буровым наконечником или турбобура с долотом (в зависимости от гидрогеологических условий);

монтаж машины без рабочего органа; крепление машины специальными захватами к рельсовому пути и бурение ее помощью пионерной скважины;

монтаж с помощью автокрана секций направляющей рамы в пионерной скважине, стыковка их между собой и с верхней секцией, закрепленной в опорной форме платформы;

навеска на направляющую раму подготовленного бурового снаряда; проходка щели заходками, равными половине диаметра долота; при бурении осевая нагрузка на забой передается за счет массы бурового снаряда; по достижении заданной глубины щели буровой снаряд поднимают лебедкой на поверхность до выхода долота; направляющую раму гидроцилиндрами приподнимают над забоем и машину перемещают по рельсам на величину следующей заходки, затем цикл бурения повторяют;

подъем эрлифтиной системой разбуренной породы на поверхность и очистка глинистого раствора с помощью ситогидроциклонной установки.

Опытный образец барражной машины изготовлен трестом Союзшахтоосушение. Машина прошла промышленные испытания при бурении траншеи для противофильтрационной завесы в Азербайджанской ССР и в Череповце.

Для сооружения траншеи глубиной до 50 м институтом ВИОГЕМ разработана барражная машина БМ-0,5/50-2М. В ее основу положен принцип непрерывного резания, обеспечивающий при проходке пород II группы без твердых включений большую производительность по сравнению с машинами циклического действия.

Машина БМ-0,5/50-2М состоит из двух основных частей: рабочего органа и привода. Рабочий орган представляет собой набор труб с фланцевым соединением. К секциям крепятся резиновые подшипники, которые служат опорой для штанг, оснащенных победитовыми резцами. Отрезки штанг длиной по 3 м соединяются между собой муфтами. Расстояние между резцами по длине штанг принято 500 мм. Кроме штанг, на каждой секции трубы укреплены трубки, по которым подается воздух для работы эрлифта.

Приводная часть установки состоит из двух гидродвигателей и четырех гидродомкратов, попарно связанных между собой траверсами. Гидравлические домкраты жестко соединены с шарнирно подвешенной к стойкам качающейся рамой, в направляющих которой возвратно-поступательно может перемещаться ведущая секция, прикрепленная к траверсе. На ведущей секции устанавливаются гидравлические двигатели. Стойки опираются на раму, связанную с ходовой тележкой, которая может перемещаться по рельзам. На раме смонтированы три маслостанции и тяговая лебедка.

Разработка щели машиной осуществляется за счет сочетания трех видов движения резцов — вращательного, возвратно-поступательного и горизонтального.

При подаче масла к гидродвигателям и гидродомкратам штанги начинают вращаться в противоположные стороны, а весь рабочий орган автоматически совершает возвратно-поступательные движения с амплитудой, несколько превышающей расстояние между резцами.

Работа тяговой лебедки обеспечивает перемещение тележки вдоль оси щели с заданной скоростью. Рабочий орган совместно с гидродомкратами и шарнирно подвешенной качающейся рамой, на которой они укреплены, отклоняется от вертикали на некоторый угол, автоматически обеспечивая тем самым оптимальное давление резцов на грунт забоя за счет перераспределения действия сил от веса рабочего органа.

Отделенные от массива частицы грунта совместно с глинистым раствором через всасывающее окно выносятся эрлифтом на поверхность. Глинистый раствор очищается и вновь возвращается в траншеею.

Технические характеристики барражной машины БМ-0,5/50-2М

Ширина проходки траншей, м	0,5
Глубина » траншей, м	до 50
Производительность, м ² /ч	35
Угол отклонения штанг ротора, град	до 15
Число штанг	2
Частота вращения штанг, с ⁻¹	1,1
Частота качания штанги в 1 мин	5
Амплитуда качания, мм	500
Число эрлифтов	3
Расстояние между резцами, мм	500
Общая масса установки, т	40

Блок для очистки глинистого раствора состоит из трех установок 4СГУ.

За время испытаний на Курской магнитной аномалии был пройден 51 м траншени шириной 0,5 м при глубине 53 м. Скорость проходки составляла 0,7 м/ч при вращении штанг со скоростью 1,1 с⁻¹ и 12 парных качаниях рабочего органа в 1 мин.

В целом принцип разработки траншей барражными машинами аналогичен проходке машинами типа СВД-500.

Ковшовые машины. При разработке траншней ковшовыми машинами глинистый раствор не используется для транспортировки разработанного грунта на поверхность, поэтому необходимость в непрерывной очистке глинистого раствора отпадает.

В Советском Союзе используется ряд отечественных ковшовых машин, которые имеют следующее смениное оборудование.

Плоский грейфер (рис. 44) разработан ГПИ Фундаментпроект и испытан трестом Гидроспецфундаментстрой в 1972 г. [18]. Грейфер предназначен для разработки грунтов I—IV групп, имеет гибкую подвеску и оснащен специальным приспособлением, которое обеспечивает надежное удаление связанных грунтов посредством принудительного натяжения цепной системы.

В процессе разработки траншней в грунтах III—IV групп предварительно разбуривают лидерные скважины, шаг которых равен величине полного раскрытия грейфера. Лидерные скважины являются не только направляющими для грейфера, без них грейфер из-за недостаточного удельного давления на грунт практически его не захватывает.

Технические характеристики грейфера конструкции Фундаментпроекта

Полезный объем грейфера, м ³	0,40
Максимальное усилие на блоке ковша, МН	0,029
Размер по концам зубьев в раскрытом состоянии, м	3,2
Расстояние между смежными лидерными скважинами, м	3,2
Глубина копания, м	18
Габарит грейфера с закрытыми ковшами, мм	3375×600×2100
Масса грейфера, т	5,1

Грейфер обслуживается краном грузоподъемностью 20 т, имеющим двухбарабанную лебедку. При выемке грунта из траншей используется успокитель, входящий в комплект экскаватора. По данным ГПИ Фундаментпроект, производительность грейфера за смену составляет в грунтах I—III групп — 60, а в IV группе — $20 \div 25 \text{ м}^3$.

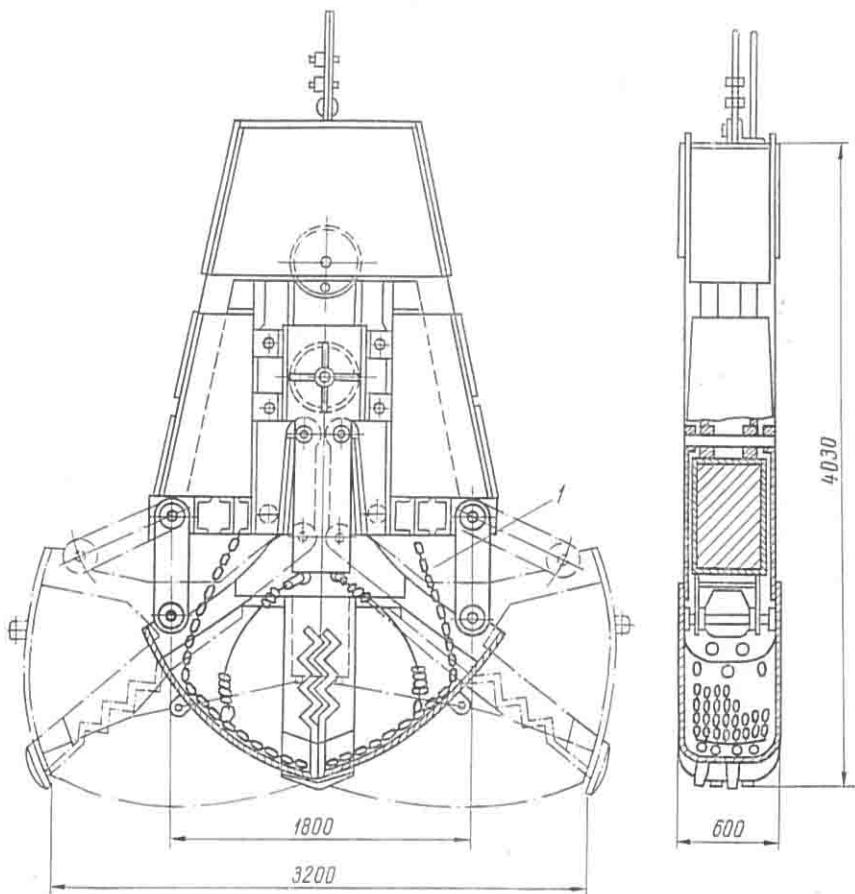


Рис. 44. Схема грейфера конструкции Фундаментпроекта
I — противозалипное устройство

Практика показывает, что при работе грейфера можно снизить расход глинистого раствора по сравнению с бурофрезерными установками и вести работы более мобильно в стесненных условиях.

Кроме того, при разработке траншей грейфером выпадение осадка на дно траншей наблюдается в меньшей степени, чем при разработке бурофрезерными установками.

Внедрение грейфера в строительство подземных сооружений из сборных элементов началось с 1973 г. трестом Гидроспецфундаментстрой. В 1974 г. ГПИ Фундаментпроект разработал грейферы шириной 400; 800 и 1000 мм. НИИСП Госстроя УССР в 1970 г. разработал, испытал и внедрил в строительство траншейные драглайны ТД-600 и ТД-1100, широкозахватный грейфер ШГ-500 и штанговый экскаватор ЭК-800 [50].

Принципиальное отличие работы ковша траншейного драглайна от обычного имеет место в начальной стадии их работы, так как ковш обычного драглайна после забрасывания в траншее ложится на дно траншеи плоскостью днища. Поскольку глубина врезки ковша невелика, длина забоя резко увеличивается, и для создания траншев нужной глубины затрачивается много времени.

Траншнейный драглайн, изображенный на рис. 45, лишен этих недостатков за счет наличия шарнирно прикрепленной стойки, которая обеспечивает при забрасывании ковша падение его на зубья, что увеличивает крутизну забоя и сокращает длину забоя.

Траншнейный драглайн смонтирован на экскаваторе Э-652, имеет ковш, снабженный не только стойкой, но и кронштейном, который благодаря блоку на скобе ковша тяговым канатом отжимается в сторону ковша. При дальнейшей работе тяговой лебедки ковш, подпертый стойкой и кронштейном, вращается на месте, врезаясь в дно траншеи. Крутизна забоя траншев под глинистым раствором составляет 60—70°. Заднюю стенку ковша для снижения сопротивления глинистого раствора перемещению ковша делают перфорированной.

Рекомендации по применению траншнейного драглайна даны НИИСПом [50], технические характеристики траншнейных драглайнов ТД-1000 и ТД-600, широкозахватного грейфера ШГ-500 и штангового экскаватора ЭК-800 приведены ниже.

Технические характеристики навесного оборудования конструкции НИИСП

	Грейфер ШГ-500	Экскава- тор ЭК-800	Драглайн ТД-600, ТД-1000
Глубина проходки траншеи, м . . .	20	12	12—18
Ширина проходки траншеи, м . . .	0,5	0,5—1,0	0,6—1,1
Емкость ковшей, м ³	0,6	0,6	0,6—1,2
Производительность, м ³ /см	0,0—120	0,0—100	50—80
Масса навесного оборудования, т	2	2—2,5	1—1,7
Базовая машина	Э-652	Э-10011, Э-652, Э-1254	Э-1252

Для рытья глубоких прямолинейных траншей в грунтах I—IV категорий рекомендуется применять широкозахватный грейфер (рис. 46). Грейфер свободно подвешивается к экскаватору тросом и погружается в грунты I—II групп под действием собственной массы без бурения направляющих скважин. Макси-

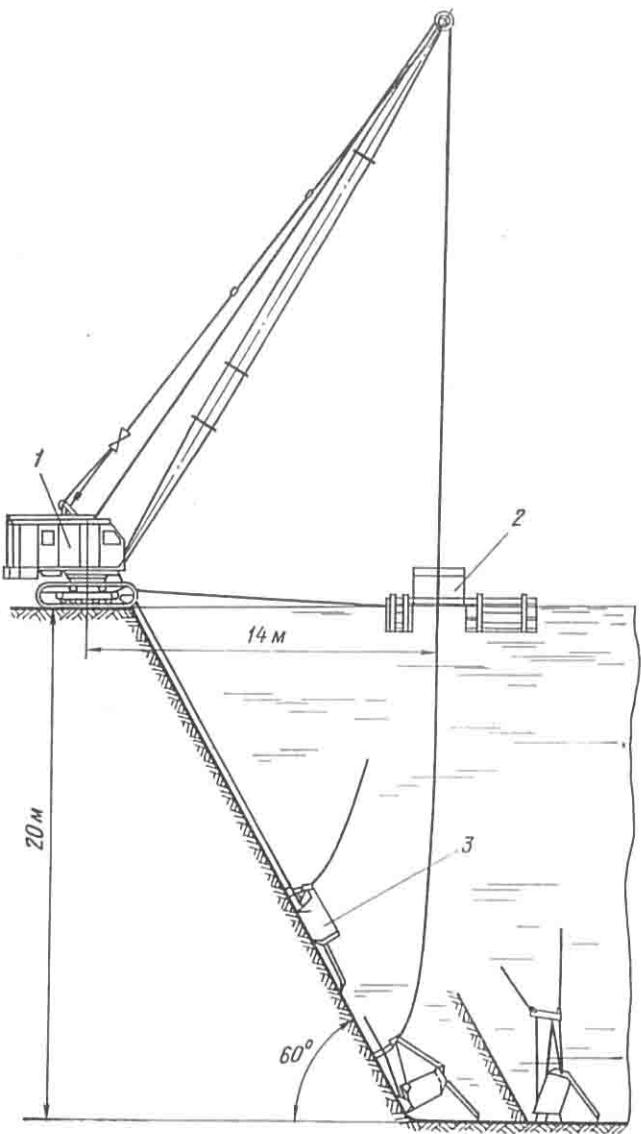


Рис. 45. Разработка траншей драглайном конструкции НИИСПа
1 — базовая машина — экскаватор Э-652; 2 — направляющее устройство; 3 — ковш драглайна

мальная глубина траншей по паспортным данным составляет 30 м. Если глубина траншей не превышает 15 м, то для исключения переборов по ширине и длине траншей грейфер целесообразно подвешивать к экскаватору на жесткой копровой штанге.

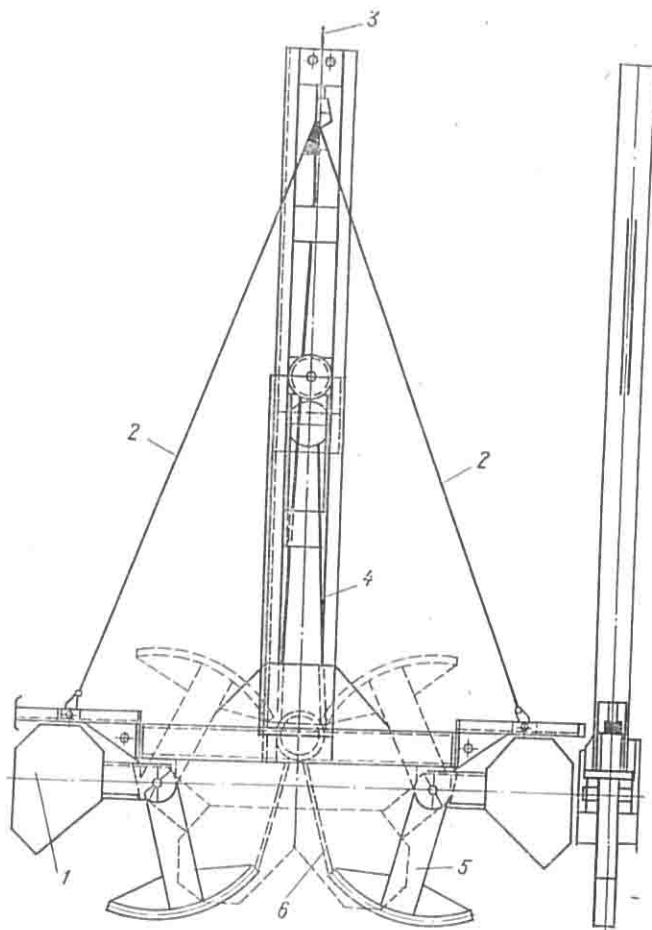


Рис. 46. Схема грейфера конструкции НИИСПа
1 — ковш; 2 — канат разгрузочный; 3 — то же, подъемный; 4 — подвеска; 5 — поворотный рычаг; 6 — приводная цепь для поворота ковша

Порядок работы грейфером при строительстве несущих стен из монолитного бетона следующий. Под глинистым раствором отрывают траншею захватками длиной 5 м. Вплотную к переднему торцу по ходу траншеи на дно устанавливают ограничитель в виде свая, поперечный размер которой должен быть таким, чтобы грани врезались в стенки траншей. Затем опускают

арматурный каркас и бетонируют траиншем методом ВПТ. Если в траншее обнаружен осадок, то перед укладкой арматурного каркаса его удаляют грейфером. Стык-ограничитель из свай

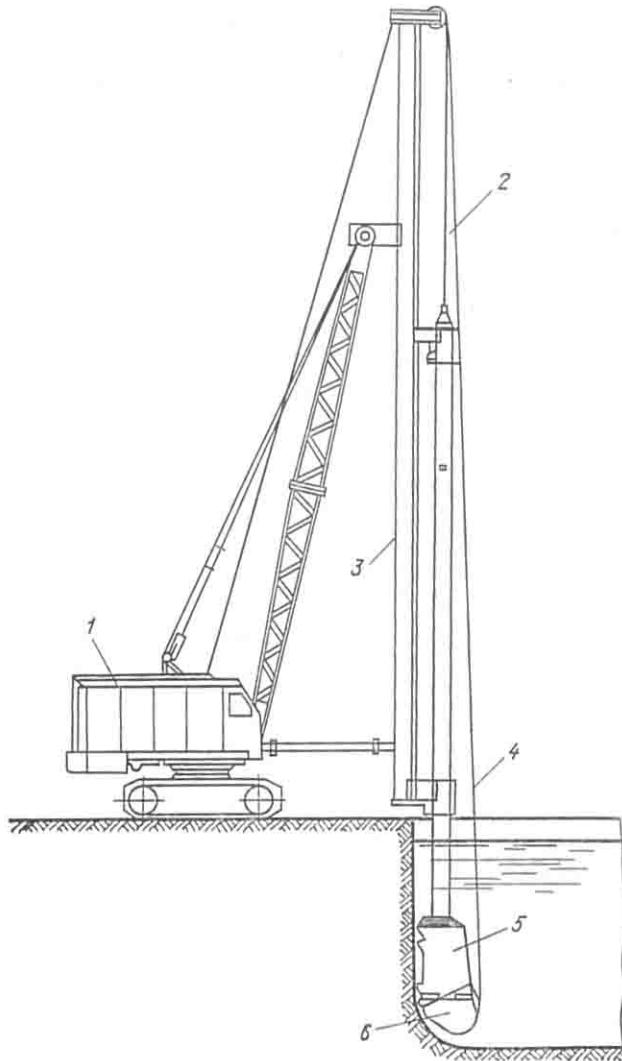


Рис. 47. Штанговый одноковшовый экскаватор конструкции НИИСПа

1 — экскаватор; 2 — подъемный канат; 3 — штанга; 4 — тяговый канат; 5 — ковш; 6 — дно ковша

остается в бетоне. Применяются и другие типы стыков между захватками. Недостатком ШГ является малая масса, что позволяет применять его лишь в легких грунтах.

Штанговый экскаватор (рис. 47) предназначен для разработки траншей в грунтах I—II групп. Он состоит из базовой машины, направляющей копровой стойки, по которой с помощью кареток перемещается трубчатая рукоять с жестко укрепленным на ней ковшом. Верхняя каретка жестко соединена с рукоятью, а нижняя может перемещаться как на рукояти, так и по копровой стойке.

Днище ковша состоит из верхней струговой и нижней грейферной частей. Системой рычагов оно соединено с подъемным канатом экскаватора и кронштейнами с тяговым канатом. Копровая стойка при помощи гидросистемы может отклоняться от вертикали на 15° в обе стороны.

Разработка траншей начинается с проходки пионерного шурфа, после устройства которого отрывают траншею. Ковш опускается на дно шурфа, при помощи гидроцилиндра подтягивается к забою и, снимая стружку, поднимается из траншеи. Толщину стружки регулируют усилием гидросистемы. После поворота и разгрузки ковша цикл повторяется.

В настоящее время штанговые экскаваторы успешно применяются на строительстве ряда подземных сооружений. Так, по имеющимся данным, при разработке траншей глубиной 10 м в суглинках средней плотности сменившая производительность штангового экскаватора составляла порядка 13—24 м³/ч.

В ряде случаев, при технико-экономическом обосновании, устройство противофильтрационных завес и несущих стен целесообразно выполнять пересекающимися буровыми скважинами следующими станками:

при глубине до 12—14 м — станками вращательного бурения с рабочими органами непрерывного извлечения грунта типа УГБХ-150, УГБ-50А, УГБ-50, БТС-1, ЛБУ-50, БТС-2 и др.;

при глубине до 30 м — станками вращательного бурения типа бурового агрегата системы треста Укргидроспецфундаментстрой, состоящего из комплекта павесного оборудования (электропривод, телескопическая колонка, шнековая часть и грузоподъемный механизм), а также станками типа УРБ-ЗАМ, УГБХ-150 и другими, при работе которых разрушение грунта осуществляется шарошками.

§ 2. ТРАНШЕЕКОПАТЕЛИ ЗАРУБЕЖНОГО ПРОИЗВОДСТВА

За рубежом, где подземные сооружения строят уже более 20 лет, создано большое количество различного вида траншеекопателей. Их развитие идет по двум направлениям принципа действия рабочего органа: специальные грейферные и фрезерные. Известны десятки конструкций главным образом грейферных и лишь несколько конструкций одноковшовых и фрезерных траншеекопателей.

Специальные грейферные установки наибольшее распространение получили во Франции, Италии, ФРГ, США, Японии, Англии и некоторых других странах. По принципу закрытия челю-

стей грейферы делятся на механические (тросовые) с гидро- и электроприводом; по принципу подвески грейфера к стреле крана — на гибкую (тросовую) и жесткую подвеску. В двухтросовых грейферах один трос используется для его подвески, а другой (ходовой трос) — для управления челюстями. Глубина траншеи, отрываемой таким грейфером, зависит от длины троса, который размещается на барабане лебедки крана. Натяжение ходового троса снижает производительность грейфера, так как он приподнимается в момент закрытия челюстей.

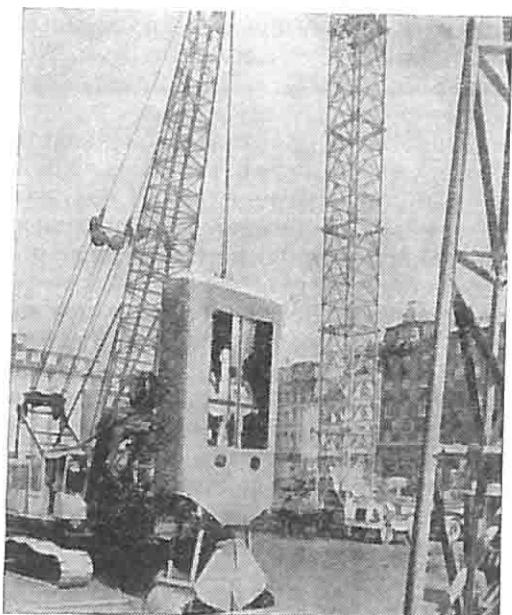
В первых грейферных установках, применявшихся в Италии и Японии, использовались легкие грейферы, подвешенные на тросе. Вследствие малой массы таких грейферов необходимо было бурить лидерные скважины по краям захваток траншеи, без которых грейферы не могли разрабатывать и извлекать грунт. Гибкая подвеска не всегда обеспечивала точность размеров и вертикальность стенок траншей, поэтому были разработаны более тяжелые грейферы.

Рис. 48. Общий вид грейфера на гибкой подвеске фирмы «Башн»

Дополнительная масса использовалась для создания в грейфере направляющей «юбки», которая позволила улучшить его управляемость и повысить точность разработки траншей (рис. 48).

В результате реконструкции масса механических грейферов на гибкой подвеске увеличилась с 4 до 17 т, размах челюстей — от 2,6 до 3,6 м. В настоящее время наиболее часто применяются грейферы массой 7—8 т, которые позволяют разрабатывать траншею на глубину до 70—80 м.

В дальнейшем были разработаны грейферные установки с жесткой подвеской к стреле крана, челюсти которых закрывались гидро- или электроприводом. Такие грейферы позволяют разрабатывать траншею без устройства лидерных скважин. Так, при реконструкции автомагистралей Парижа впервые была при-



менена жесткая подвеска грейфера к стреле крана системы «Поклен».

Как видно из рис. 49, кран имеет шарниро-сочлененную стрелу, обеспечивающую вертикальность перемещения грейфера и штанги, регулируемых гидравлическим приводом за счет изменения наклона и вылета стрелы. Направление и положение грейфера в траншее фиксируется направляющими. Изменением наклона стрелы и набором соответствующих штанг обеспечивается глубина разработки траншей до 13 м. Грейфер емкостью 0,7 м³, шириной 0,4—1,0 м и с размахом челюстей до 3,4 м оборудован гидравлическим приводом. Подобные грейферные установки имеют небольшие размеры, весьма мобильны, технологичны. Вот почему они широко применяются в стесненных условиях строительства. В Советском Союзе такие установки, а также их модификации (с телескопической штангой) используются некоторыми строительными организациями.

В настоящее время за рубежом грейферные установки с жесткой подвеской изготавливаются по схеме, представленной на рис. 50. Стрела крана устанавливается с минимальным вылетом для наивысшего положения ее верхнего конца. К раме поворотной платформы временно крепится направляющая площадка, через которую проходит штанга, подвешенная к грузовому устройству стрелы крана, к нижнему концу крепится грейфер.

Грейферы с гидравлическим приводом имеют один или два гидравлических домкрата. Насос для подачи жидкости к домкратам устанавливают в кабине крана, и жидкость подается по гибкому шлангу, способному выдерживать большое давление. Этот способ, как показал опыт, связан с необходимостью частой замены шлангов из-за их стирания на шкивах, в особенности при работе грейфера на больших скоростях. Вот почему в последнее время стали применять грейферы с теми же гидравлическими домкратными устройствами, но без гибких шлангов. Вследствие этого насос с электромотором перенесен внутрь коробки, в которой располагаются все механизмы, находящиеся над челюстями грейфера.

Поскольку захватывающая способность грейфера зависит от его массы, коробка устраивается соответствующих размеров, позволяющих иметь в ней герметичное пространство (высотой 0,5—0,8 м), в котором располагаются электромотор и насос обычной конструкции. Использование такой системы повышает эксплуатационные возможности грейферов.

Перечисленные системы грейферов при правильном подборе их массы обеспечивают возможность разработки грунтов до V группы включительно. Сведения о типоразмерах некоторых грейферов с гидравлическим приводом, используемых в настоящее время за рубежом, приводятся в табл. 9.

При необходимости заделки стены в скальные или твердые грунты их рыхлят долотами или другими буровыми снарядами

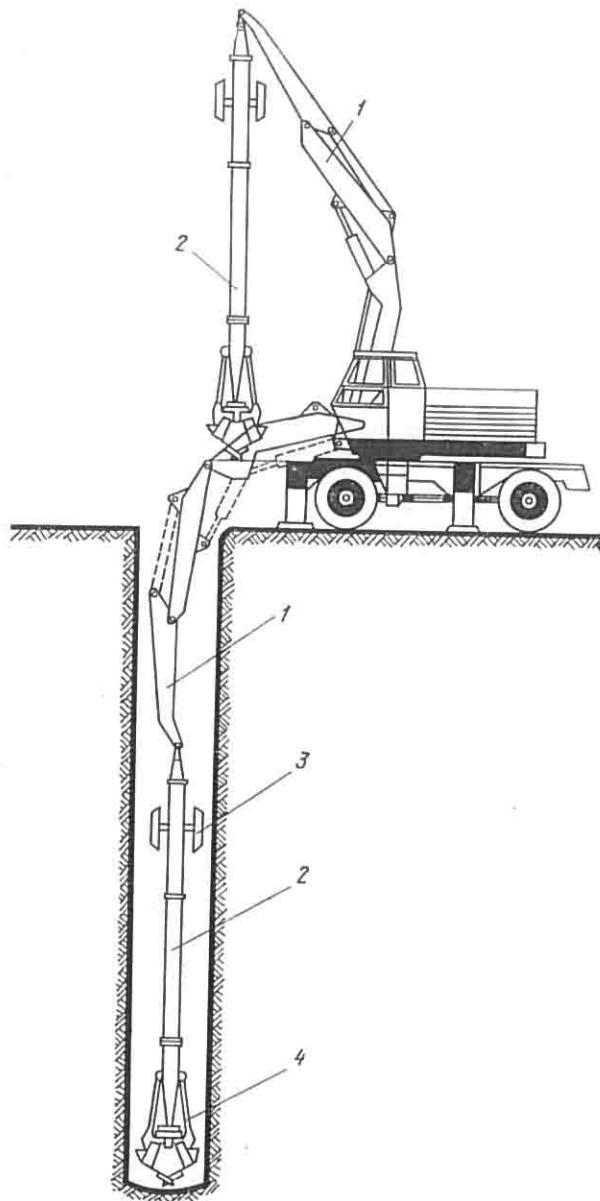


Рис. 49. Кран фирмы «Поклен» с шарнирио-сочлененой стрелой и грейфером на жесткой штанге
1 — шарнирная стрела; 2 — штанга; 3 — направляющая; 4 — грейфер

с последующей зачисткой дна траншеи грейфером. Для разработки таких грунтов английская фирма «Плутон» (рис. 51) изготавливает специальные грейферы с гидро- или электроприводом,

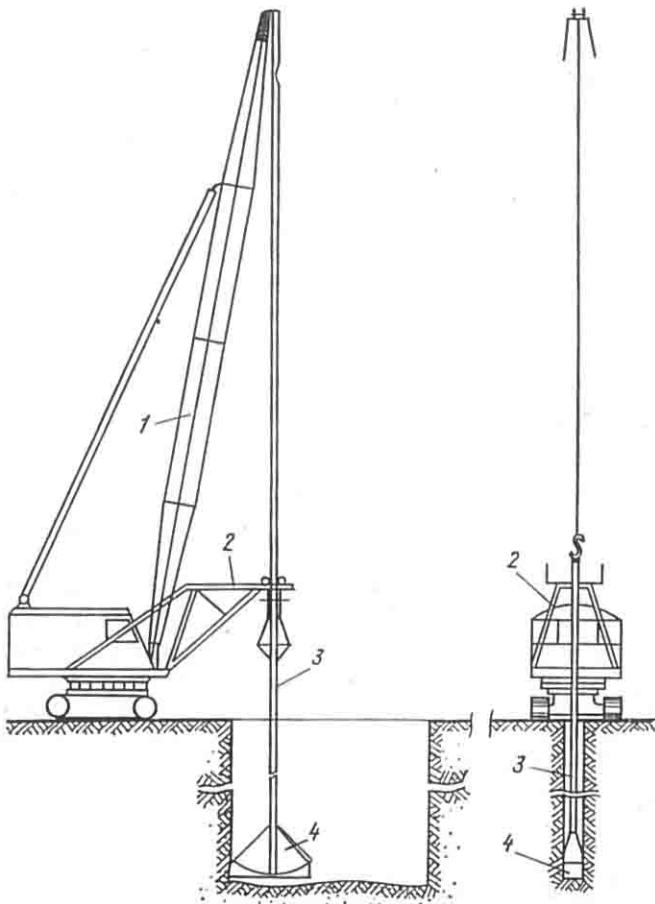


Рис. 50. Схема грейферной установки с телескопической жесткой штангой

1 — стрела крана; 2 — направляющая платформа; 3 — телескопическая штанга; 4 — грейфер

обеспечивающие давление на грунт 0,2 МН и силу сжатия челюстей 0,3 МН.

Для увеличения размаха челюстей применяются штывущие грейферы, у которых, в отличие от обычных грейферов, челюсти крепятся к оси вращения через удлинительные тяги. Достоинством конструкции является то, что при закрытии челюстей, вдавливаясь в грунт под действием веса грейфера и штанги,

срезают до 3,5 м стружку объемом, превышающим объем ковша, что позволяет получать высокий коэффициент заполнения грейфера.

На рис. 52 изображена установка фирмы «Фондайдайл». Как в этой, так и в новых американских установках не применяется

жесткая направляющая платформа. Взамен ее в настоящее время используется подкос, шарнирно прикрепленный к направляющей муфте со скользящей жесткой квадратной штангой, на которой подвешен грейфер. Шарнирный треугольник, образуемый стрелой крана, штангой и подкосом, обеспечивает неизменяемую систему. Челюсти новых грейферов имеют закругленное очертание.

Грейферные установки работают в такой последовательности. Экскаватор устанавливают над форшахтой по оси траншеи. Для уменьшения сопротивления движению грейфер погружают в траншеею, заполненную глинистым раствором, в закрытом виде, разгружают его путем разворота платформы со стрелой непосредственно над автомашиной или разгрузочным бункером. При этом после подъема грейфера над форшахтой движение на несколько секунд приостанавливается для стекания раствора из грейфера в траншеею. Взамен извлеченного грунта подается глинистый раствор.

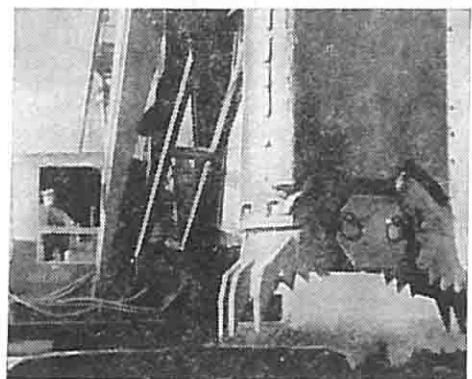


Рис. 51. Общий вид грейфера фирмы «Плутон» для разработки полутвердых и твердых грунтов

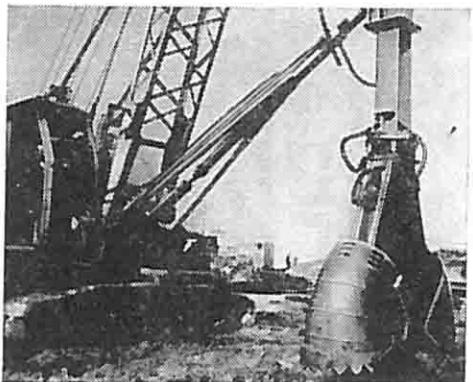


Рис. 52. Общий вид грейферной установки фирмы «Фондайдайл»

кания раствора из грейфера в траншеею. Взамен извлеченного грунта подается глинистый раствор.

Фрезерные установки не получили широкого распространения из-за весьма сложной специальной буровой части, больших размеров и необходимости регенерирования раствора в значительных объемах. Однако использование фрезерных и буровых

Таблица 9

Фирма	Тип подвески	Ширина грейфера, см	Масса грейфера, т	Размах челюстей, м	Группы грунта
«Ришье»	Штанговая	60	3—5	—	I — II
			6—7	—	II — III
			8—12	—	III — IV
«Баши»	Тросовая	50 100 100	6	1,8	I — III
			8	2,7	I — III
			17	3,6	IV — V
«Поклен»	Штанговая	40 60 80	—	—	I — IV
			—	—	
			—	—	

машин нецелесообразно при разработке плотных и твердых пород грунтов преимущественно на стройках с большим объемом работ.

Японской фирмой «Тони» разработан агрегат, состоящий из компрессора, мачты с лебедкой, передвижной платформы, эрлифта, растворонасоса, гидроциклона и выбросита (рис. 53). Семифрезерная головка траншеекопателя подвешена к матче тросовой системой; мачта укреплена на передвижной платформе. Фрезы головки расположены в двух уровнях и приводятся в движение погружными электродвигателями.

Глинистый раствор, перемешиваясь с разрыхленным грунтом, транспортируется эрлифтом в блок очистки, а под головку фрез он подается насосом. Глинистый раствор после предварительной очистки на вибросите стекает в бак и направляется на гидроциклон для тонкой очистки.

Очищенный раствор сливают в зумпф для перекачки в траншею. С целью исключения перекоса фрезерной головки применяется электромагнитный уровнемер. Глубина разработки траншев установкой достигает 78 м при минимальной ширине 59 см.

Работа агрегата, разработанного фирмой «Тони», начинается (после устройства форшахты и заполнения ее бентонитовым раствором) с установки его на одной из сторон траншей. Затем фрезерная головка погружается до проектной отметки траншей, после чего ее извлекают на поверхность; агрегат перемещается на новый участок захватки траншей, и цикл работы повторяется.

По данным фирмы «Тони», агрегатом достигнута производительность, значительно превышающая показатели других фрезерных и грейферных установок.

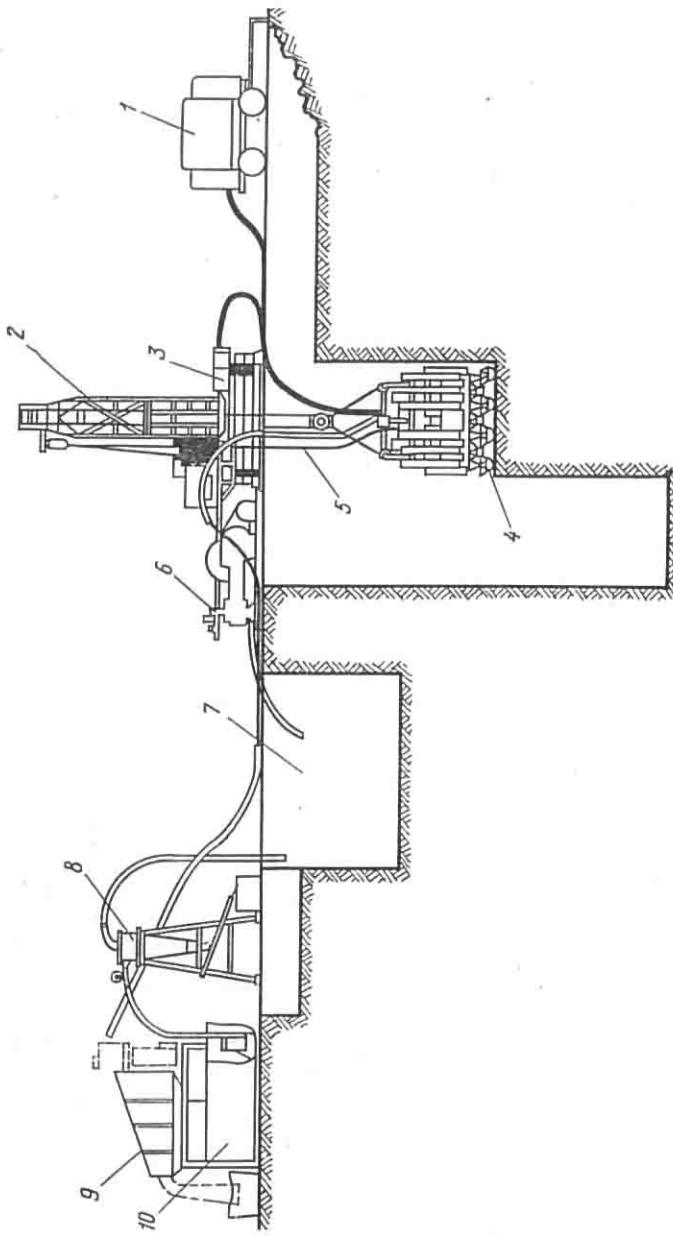


Рис. 53. Траншеекопатель фрезерного типа фирмы «Гони»
 1 — компрессор; 2 — мачта с лебедкой; 3 — передвижная платформа; 4 — фрезерная головка; 5 — эрлифт; 6 — насос;
 7 — зумпф с очищенным раствором; 8 — гидроцилиндр; 9 — насос; 10 — бак

§ 3. КОМПЛЕКС ОБОРУДОВАНИЯ ДЛЯ ПРИГОТОВЛЕНИЯ И ОЧИСТКИ ГЛИНИСТЫХ РАСТВОРОВ

При проходке траншей для устройства сооружений способом «стена в грунте» особое значение приобретает вопрос доброкачественного приготовления и очистки глинистого раствора. Технологическая схема производства работ по рывью траншей под глинистым раствором гидромеханизированным траншеекопателем ВНИИГС (рис. 54) заключается в следующем. Траншею до верха форшахты заполняют тиксотропным глинистым рас-

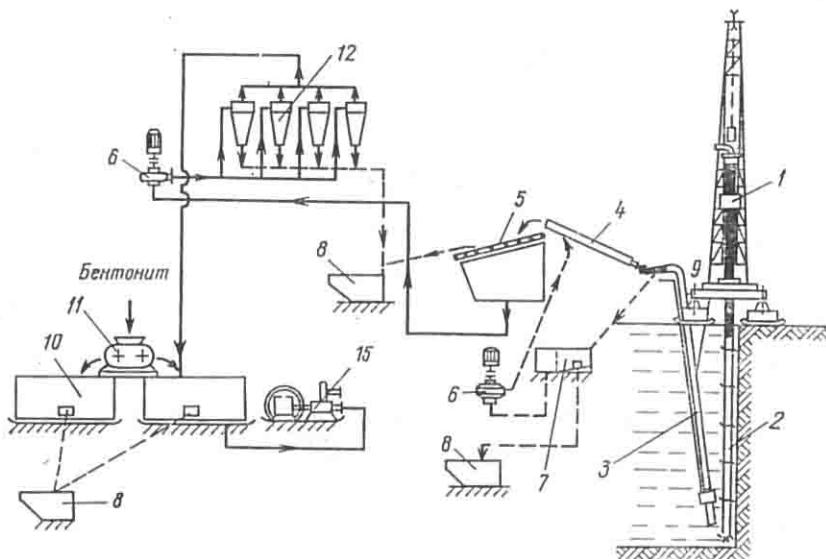


Рис. 54. Технологическая схема расположения оборудования при рывье траншей

1 — траншеекопатель; 2 — рабочий орган; 3 — эрлифт; 4 — труба-лоток; 5 — вибросито; 6 — насос; 7 — емкость промежуточная; 8 — шламосборник промежуточной емкости; 9 — грязевой насос; 10 — емкости; 11 — глиномешалка; 12 — гидроциклон

твором. Раствор приготавливают в глиномешалке и сливают в специальные емкости, откуда насосами через шланги и рабочий орган подают в траншее.

Для отделения частиц разрабатываемого грунта от глинистого раствора загрязненный раствор (пульпу) из траншеи откачивают эрлифтом. Эрлифт располагают на расстоянии 0,50—0,75 м от рабочего органа, чтобы грунт не осаждался на дно траншеи, а сразу подхватывался эрлифтом и выносился на поверхность. Если эрлифт находится от трубы-лотка на расстоянии, превышающем 5—7 м, пульпу подают сначала в промежуточную емкость, при меньшем же удалении — непосредственно

в лоток. В промежуточной емкости с помощью механического сита удаляются включения размером более 20 мм, а очищенная пульпа подается в лоток, откуда самотеком поступает в специальный блок для грубой и тонкой очистки. Грубая очистка осуществляется виброситом, удаляющим фракции крупнее 4 мм. Затем очищенный на вибросите раствор подается в гидроциклон для тонкой очистки.

В комплекс оборудования для приготовления и очистки глинистого раствора входят: блок приготовления и очистки раствора и промежуточная емкость с насосом. Блок приготовления раствора состоит из бака емкостью 30 м³ и ситогидроциклонной установки 4СГУ-2.

Емкость оборудована гидравлическим двухшарнирным устройством 4УПГ для перемешивания раствора. Промежуточная емкость представляет собой бак объемом 8 м³, разделенный диафрагмой с отбойной сеткой (размер ячеек 20×20 мм) на две половины: в первую пульпа поступает из эрлифта, из второй откачивается грунтовым насосом ЗГр-8 в трубу-лоток. По мере накопления шлам из емкости удаляется через боковое окно в шламосборник и сбрасывается в отвал.

Для приготовления, хранения и подачи глинистого раствора в траншею, откачки загрязненного раствора из траншей на поверхность и очистки служит глинистое хозяйство, которое имеет сложную систему механизмов. В оборудование глинистого хозяйства входят: смесители для приготовления раствора, передвижные и запасные емкости для хранения запасов раствора; насосы, эрлифты, элеваторы, трубопроводы и лотки для перекачки раствора, вибросита, отстойники и гидроциклоны для его очистки.

Глинистое хозяйство должно иметь закрытые помещения для хранения глиноматериалов и химических реагентов, погрузочно-разгрузочные установки, а также дозаторы и весы. Глинистый раствор приготавливают с помощью смесителей, которые бывают двух типов: механические и гидравлические. К механическим смесителям относятся лопастные и турбинные мешалки и фрезерно-струйные мельницы.

Гидравлические смесители более эффективны, в них смещивание и диспергация глины достигаются за счет турбулентности потока, поступающего через сопло и диффузор, в котором вода смешивается с глинопорошком, засыпаемым через воронку. В гидравлических смесителях эффект диспергации глины и смещивания ее с водой достигается в результате циркуляции смеси, перекачиваемой центробежными насосами.

Механические смесители. В лопастных механических смесителях (мешалках) раствор готовят из комовых и порошковых глин. Наибольшее распространение получили двухвальные и трехвальные мешалки. Отечественные заводы изготавливают двухвальные мешалки МГ2-4 и Г2-П-2 емкостью 4 м³.

Технические характеристики глиномешалки МГ2-4

Емкость, м ³	4
Количество лопастей (правых и левых)	24
Частота вращения рабочих валов, с ⁻¹	1,62
Электродвигатель мощностью, кВт	12—14
Частота вращения, с ⁻¹	12,4
Габарит, мм	3899×3015×1445
Масса, кг	3565

Кадиевским заводом бурового оборудования треста Бурмашремонт разработана трехвальная мешалка ГКЛ-2М.

Технические характеристики трехвальной мешалки ГКЛ-2М

Емкость глиномешалки, м ³	2
Число рабочих валов	3
Частота вращения вала, с ⁻¹ :	
ведущего	3,1
ведомого	1,7
Тип электродвигателя	ЛО-73-8
Мощность, кВт	14
Частота вращения, с ⁻¹	12,4
Габарит, мм	2450×2150×1500
Масса без электродвигателя, кг	1985

Для приготовления раствора из глинопорошков служат также быстroredействующие растворомешалки турбинного типа марок РМ-500, 750 и 1000 соответственно емкостью 500, 750 и 1000 л, разработанные Всесоюзным объединением Гидроспецстрой (рис. 55). Для этой же цели рекомендуется растворосмеситель-диспергатор конструкции НИИСП Госстроя УССР.

Для улучшения качества приготавливаемого раствора в конструкторском бюро объединения Саратовнефть был разработан агрегат АППЖ-4, который состоит из фрезерно-метательной мельницы ФММ-5, пескового насоса ПНВГ-2, приемной емкости и рамы. Агрегат АППЖ-4 работает так: комья глины, предварительно смешанные с водой, попадают в бункер, захватываются лопастями ротора и отбрасываются на два ряда

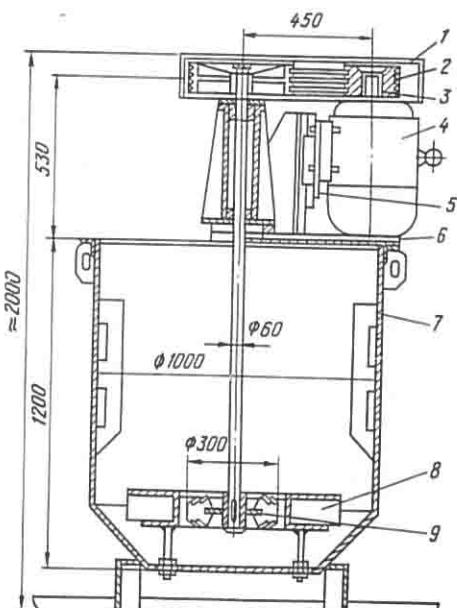


Рис. 55. Турбинный смеситель РМ-750
1 — кожух; 2 — клиновидный ремень; 3 — шкив электродвигателя; 4 — электродвигатель; 5 — плита; 6 — крышка; 7 — корпус; 8 — направляющий аппарат; 9 — турбинка

Технические характеристики турбинных смесителей

	PM-500	PM-750
Емкость, л	500	750
Частота вращения турбины, с^{-1}	8,5	9,7
Мощность электродвигателя, кВт	4,5	7—10
Габарит, мм	1500×1400×1300	2000×1100×1000
Масса, кг	350	512

ножей-решеток. Пройдя через решетку сливного люка, раствор поступает в приемную емкость, откуда засасывается песковым насосом в струйную камеру. Пройдя через сопло струйной камеры, раствор со скоростью 20 м/с ударяется о двухрядную броневую решетку, затем через тройник и вентиль поступает в циркуляционную систему буровой установки. Кратность циркуляции раствора можно регулировать по желанию оператора; за счет этого повышается возможность диспергации частиц. Агрегат изготавливается в мастерских объединения Саратовнефть.

Технические характеристики агрегата АППЖ-4

Производительность, $\text{м}^3/\text{ч}$	10—15
Частота вращения барабана фрезерно-метательной мельницы, с^{-1}	10,2
Скорость струи в струйной камере, м/с	20
Диаметр сопла струйной камеры, мм	23,4
Расход воды, $\text{м}^3/\text{ч}$	15
Давление воды, подаваемой в метательную мельницу, МПа	0,15
Мощность электродвигателя фрезерно-метательной мельницы, кВт	20

Для приготовления растворов из замоченных и размятых комовых глин рекомендуются фрезерно-струйные мельницы ФСМ-3 и ФСМ-7 конструкции объединения Гипроспецстрой. Диспергация глины в этой мельнице происходит при перемешивании и перемещении раствора лопастями ротора вдоль рифленой плиты и изливе через отверстия выходной решетки.

Технические характеристики мельницы ФСМ-3

Производительность, т/ч:	
комовая глина	10—12
порошковая глина	20—25
Частота вращения, с^{-1}	8,5
Диаметр отверстий выходной решетки, мм	3—5
Мощность электродвигателя, кВт	28
Габарит, мм	1980×1410×1580
Масса, кг	1400

Быстроходный смеситель БС-2 конструкции Киевского ПКО Гидропроекта предназначен для приготовления растворов из комовых и порошковых глин и выполнен в виде бункера, на дне которого вращается пустотелый ротор. В корпусе ротора укреплены ножи и просверлены отверстия. Ротор и его внутренняя

полость соединены с крыльчаткой насоса, подключенного к емкости, соединенной с бункером.

При загрузке глины в бункер, заполненный водой, глина дробится ножами ротора и вместе с водой через отверстия в роторе засасывается насосом в емкость, откуда самотеком сливаются в бункер, в котором подвергается повторному перемешиванию и дроблению. Производительность смесителя БС-2 по кромовой глине составляет 7—8, а на порошковой — $8 \div 12 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Гидравлические смесители эжекторного типа. В Советском Союзе наибольшее распространение получили гидравлические смесители эжекторного типа, называемые также гидроворонками. Гидравлический смеситель, служащий для приготовления

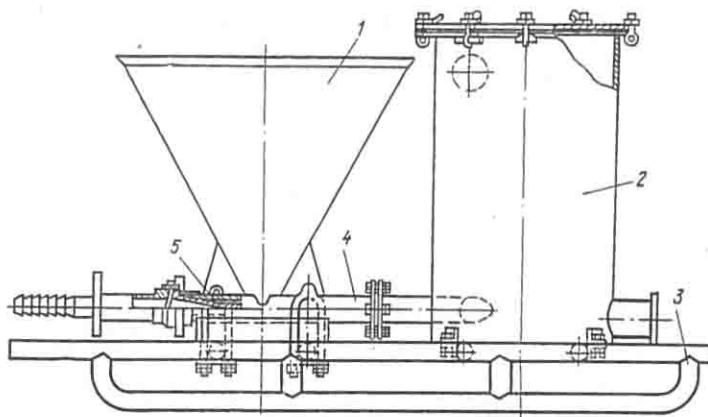


Рис. 56. Гидравлический смеситель эжекторного типа ГДМ-1
1 — воронка; 2 — бак; 3 — сварная рама; 4 — камера смешения; 5 — сопло

растворов из порошковых глин (рис. 56), состоит из воронки для загрузки порошков, камеры смешения с соплом, бака и сварной рамы. В камеру смешения через сопло подводится вода или раствор под давлением 2—3 МПа. В камере образуется вакуум, благодаря чему туда засасывается из воронки порошок, который смешивается с водой или раствором. Образовавшаяся пульпа поступает в бак и ударяется о специальный башмак, благодаря чему происходит дополнительное измельчение твердой фазы. Поднимаясь вверху, раствор теряет скорость и из него выпадают на дно комки глины. Готовый раствор сливается через выходную трубу в верхней части бака.

Технические характеристики гидромешалки ГДМ-1

Производительность готовой суспензии, м ³ /ч	70—90
Объем воронки, м ³	0,175
» бака, м ³	1,0
Габарит, мм	2800×1600×1900
Масса, кг	1120

Гидравлические смесители эжекторного типа широко применяются за рубежом и практически являются единственным устройством для приготовления растворов из порошковой глины [6]. Конструкция зарубежных мешалок мало отличается от конструкции отечественных. Отечественной промышленностью кроме гидравлических смесителей выпускаются также гидромониторные мешалки (смесители) марок ГВТФ-1 и ГСТ с полезным объемом резервуара от 6 до 60 м³. Смеситель ГСТ включает емкость, разделенную на отсеки А и Б, и загрузочный трап для подачи исходных материалов.

В отсеке А под углом к емкости установлено шесть мониторов, обеспечивающих мощный поток жидкости для размыва глины; в отсеке Б установлено три монитора и три перегородки. Раствор из отсека А проходит между перегородками отсека Б и теряет комья глины, которые под действием струй трех мониторов возвращаются в отсек А, где снова размываются и вторично поступают в отсек Б. Для отделения нерастворившихся комков от раствора смеситель оснащен барабанным фильтром, установленным на пути выхода приготовленного раствора.

Раствор из глинопорошка готовят в гидромониторной мешалке так же, как из комовой глины, но с производительностью почти в два раза большей. Максимальная диспергация глины достигается в результате многократной циркуляции раствора в замкнутой системе: смеситель — насосы — емкость.

Технические характеристики гидромониторного смесителя ГСТ

Производительность, м ³ /ч	40
Объем резервуара, м ³	14
Рабочее давление при работе двух буровых насосов, МПа	7,5—9,5
То же, одного бурового насоса, МПа	4—5
Угол наклона загрузочного трапа, град	14
Ширина загрузочного трапа, мм	3310
Габарит, мм	1177×3700×2400
Масса вместе с загрузочным трапом, кг	8390

Технические характеристики смесителя СПП-70

Производительность, м ³ /ч	24—70
Размеры частиц глинопорошка, мм	до 1
Давление, под которым выдается раствор, МПа	до 0,3
Количество насосов	2
Марка насосов	ВШН-150
Установленная мощность, кВт	56
Габарит, мм	1500×1815×2155
Масса, кг	1994

Для приготовления растворов применяются также гидравлические смесители, в которых эффект смешивания и диспергации достигается в результате циркуляции раствора, перекачивающего центробежными насосами. К ним относится смеситель СПП-70, состоящий из двух емкостей. Глинопорошок вводится

в напорный трубопровод первого насоса, а готовый раствор отбирается из напорного трубопровода второго насоса. Смеситель готовит раствор объемной массой 1,2—1,3 т/м³. Он снабжен плотномером, датчиками уровней и расходомером. Недостаточно хорошее качество раствора можно улучшить дополнительным прокачиванием его центробежными насосами.

Оборудование для очистки растворов. Для очистки глинистых растворов от выбуренной породы применяется оборудование двух типов: для механической очистки и для разделения фракций твердой фазы, различных по величине и плотности, с помощью центробежных сил. Механическая очистка, осуществляющаяся с помощью сит, обеспечивает удаление из раствора частиц, размер которых определяется величиной ячеек сита. Однако при очень малых ячейках из вязкой жидкости мелкие частицы не отделяются, поэтому их удаляют с помощью центробежных сил. Обычно очистку раствора с помощью вибросита называют грубой, а с помощью центробежных сил — тонкой. Для грубой очистки применяются вибросита, ситоконвейеры и самовращающиеся сепараторы.

В Советском Союзе и за рубежом наибольшее распространение получили вибросита: одинарные СВ-1 и сдвоенные — СВС-2 и СВ-2. По конструкции они аналогичны.

Вибросито СВС-2 действует следующим образом: раствор поступает по открытому желобу и распределяется равномерным слоем по всей ширине сеток при помощи особых шторок-выравнивателей. Наклонная пластинчатая рессора вместе с натянутой сеткой совершает колебания под действием электродвигателя и эксцентрикового вала. Раствор протекает сквозь отверстия сетки, собирается в ванной и по желобу направляется к приемным емкостям.

Гипронефтемаш разработал конструкцию сдвоенного вибросита СВ-2 (рис. 57), у которого значительно увеличен срок службы по сравнению с виброситом СВС-2.

Технические характеристики вибросита

	СВ-1	СВС-2	СВ-2
Пропускная способность, л/с . . .	20	50—55	50—60
Рабочая площадь сетки, м ² . . .	1,25	2,5	2,6
Число отверстий на 1 дюйм:			
при диаметре 0,25 мм	40	40	40
» 0,35 мм	30	30	30
Число колебаний в 1 мин	1400	1400; 1600; 1600; 2000 1800; 2000	
Мощность электродвигателя, кВт	2,8	2,8	2,8×2

Вибросита, применявшиеся за рубежом, имеют в основном ту же конструкцию, что и вибросито СВС-2. Источником колебаний вибрирующей рамы являются электродвигатель и эксцентриковый вал, соединенный с электродвигателем клиноремен-

ной передачей. Однако у них имеются некоторые особенности. Вибрирующая рама устанавливается на спиральных пружинах или резиновых амортизаторах. В конструкции вибросита французской фирмы «Мареп» вибрирующая рама подвешена на конических резиновых опорах. Подводящий желоб заменен трубой диаметром 250—300 м, откуда раствор попадает в V-образный резервуар и из него равномерным потоком выливается на сетку. Все металлические детали вибросит покрываются антикоррозионным покрытием.

Фирмой «Бароид» разработано двухэтажное сдвоенное вибросито, у которого сетки расположены горизонтально и совершают сложное колебательное движение: вверх, вперед, назад и вниз. Благодаря такой форме колебаний и горизонтальному рас-

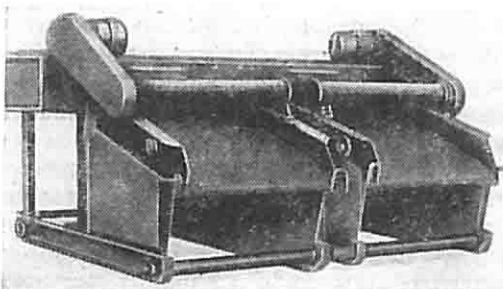


Рис. 57. Вибросито СВ-2

положению сетки жидкость более интенсивно проходит через отверстия. Ячейки сеток зарубежных фирм имеют размер: 1,6×
×0,63; 3,0×1,0; от 0,21 до 0,63 мм (ячейки отечественных вибрисит имеют размеры: 0,7×2,3; 1,0×2,3; 1,0×5,0 мм).

За рубежом применяются также вращающиеся сита, устанавливаемые на скользящее основание. Глинистый раствор, проходя через сетку сита, оставляет на нем частицы выбуренной породы, размер которых больше размера отверстий сита. Шнеком, установленным внутри сита, шлам удаляется в специальную емкость; с помощью насадок, размещенных вдоль барабана, сита периодически промывают водой. Размеры отверстий сетки во вращающихся ситах такие же, как и в вибрационных. Пропускная способность зарубежных вибрисит — от 60 до 80 л/с.

Для снижения потерь раствора, имеющего высокое статическое напряжение сдвига (такие растворы плохо проходят через отверстия вибрисит и переливаются в шлам), за рубежом вибрисита снабжаются устройством, с помощью которого сверху и снизу в раствор подается вода на участке входа его на сито. ВНИИГСом с этой же целью разработана водоструйная установка, с помощью которой разбавляется раствор при его прохождении через вибрисито.

Тонкая очистка раствора происходит в гидроциклонах, в которых фракции разделяются по гранулометрическому составу. В них очищают растворы с содержанием твердых частиц не крупнее 4 мм. С помощью отечественных гидроциклонов из раствора можно удалять частицы диаметром до 0,06 мм (по американским нормам АРТ не разрешается применять буровой рас-

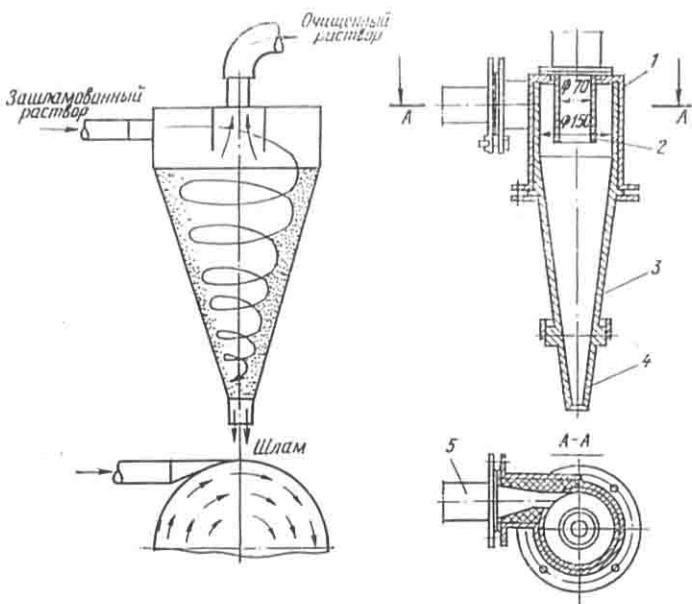


Рис. 58. Схема работы гидроциклона
1 — цилиндрическая часть; 2 — патрубок; 3 — конический сосуд; 4 —
пусковая насадка; 5 — питающий патрубок

тврор, имеющий частицы выбуренной породы крупнее 74 мкм). Отечественные гидроциклоны выпускаются диаметром 150, 200, 250, 300 и 400 мм, за рубежом — 100÷350 мм.

Гидроциклон (рис. 58) представляет собой конический сосуд с короткой цилиндрической частью. Он состоит из металлического корпуса, внутри которого закреплен резиновый цельнолитой полый конус, из резиновой питающей и металлической сливной насадок. Резиновая песковая насадка крепится к нижнему концу резинового конуса при помощи бурта в насадке и стального кольца. Песковая насадка выпускается двух размеров — с выходным отверстием диаметром 15 и 25 мм.

Раствор подается в гидроциклон под давлением по питающему патрубку. Шлам выгружается через нижнюю песковую насадку, а очищенный раствор — через патрубок, расположенный в центре крышки циклона. Благодаря центробежной силе, возникающей в результате тангенциальной подачи раствора,

сравнительно крупные и тяжелые частицы твердой фазы отбрасываются к стенкам гидроциклона и удаляются через песковую насадку, а легкие выносятся вместе с раствором по сливному патрубку.

Качество очистки раствора в гидроциклоне зависит от давления раствора и его объемной массы. При большом давлении раствора и его малой объемной массе качество раствора повышается.

Гидроциклоны применяются в пескоотделителях, состоящих из одного или нескольких циклонов и шламового насоса.

В Гидронефтемаше разработаны пескоотделители 1ПГ и 1ПГК, аналогичные по конструкции. Пескоотделитель 1ПГК состоит из батареи гидроциклона, вертикального шламового насоса, емкости и соединительной трубы между насосом и батареей. Батарея циклонов состоит из четырех гидроциклона, сварной рамы, крестовины и четырех отводов с резиновыми рукавами. Внутренняя часть рамы выполнена в виде лотка с наклонным дном и люком, с шибером в передней торцевой стенке. При открытом шибере шлам свободно вытекает через люк, при закрытом шибере песковые насадки погружены в шлам, который вытекает через верхнюю кромку передней торцевой стенки гидроциклона.

В Советском Союзе серийно выпускаются пескоотделители марки 1ПГ и 1ПГК конструкции Гидронефтемаша, объединения Куйбышевнефть и др.

Технические характеристики пескоотделителей

	1ПГ	1ПГК
Производительность, л/с	58	60
Наименьший размер удаляемых из раствора частиц, мм	0,1	0,06
Диаметр гидроциклона, мм	250	150
Количество гидроциклона	4	4
Материалы гидроциклона	чугун	резина
Давление перед гидроциклонами, МПа	0,2—0,3	0,18—0,3
Марка перекачивающего насоса	ВШН-150	ВШН-150
Количество насосов	1	1
Электродвигатель привода насосов	ЛО 73-4	ЛО 73-4
Мощность электродвигателя, кВт	28	28
Габарит, мм	2740×1450×2810	2600×1150×2150
Масса, кг	2004	1310

В объединении Куйбышевнефть применяются два типоразмера пескоотделителей. Пескоотделитель треста Первомайбурнефть состоит из четырех стальных гидроциклона диаметром

300 мм и двух горизонтальных шламовых насосов ШН-150. Насосы монтируются в крытом помещении, гидроциклоны — над приемной емкостью. Глинистый раствор, предварительно очищенный на виброситах или ситоконвейерах, поступает в приемный бункер, откуда шламовыми насосами подается в гидроциклоны; очищенный раствор поступает из сливных насадок циклонов в другую емкость. Шламовые насосы могут использоваться также для перекачки химических реагентов.

Гидроциклонный пескоотделитель КуйбышевНИИНП состоит из одного чугунного гидроциклона диаметром 400 мм и

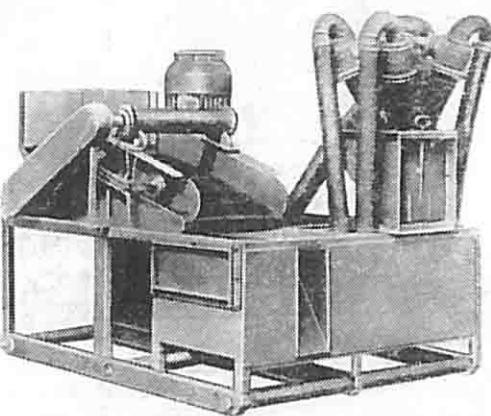


Рис. 59. Ситогидроциклонная установка 4СГУ-2

двух шламовых насосов ШН2-200. Установленная мощность мотора пескоотделителя 110 кВт; по конструкции он аналогичен пескоотделителю треста Первомайбурнефть. Обычно работает один насос, второй — резервный. Преимуществами пескоотделителя 1ПГК перед пескоотделителем КуйбышевНИИНП являются меньшие масса (1310 кг по сравнению с 3260 кг) и мощность электродвигателя.

Ситогидроциклонная установка — это агрегат, в котором соединены вибросито и пескоотделитель. Известны ситогидроциклонные установки 4СГУ-1, 4СГУ-2 и 2СГУ, из которых в настоящее время изготавливается в основном установка 4СГУ-2. В установках 4СГУ-1 батарея состоит из четырех чугунных гидроциклонов диаметром 250 мм, в установках 4СГУ-2 — из четырех резиновых гидроциклонов диаметром 150 мм.

Ситогидроциклонная установка 4СГУ-2 (рис. 59) состоит из вибросита СВС-2, пескоотделителя 1ПГК и емкости для очищенного раствора. Применяющийся в установках 4СГУ-2 шламовый насос ВШН-150 не обеспечивает устойчивого давления

раствора по следующим причинам. Крыльчатка насоса размещена между двумя неподвижными плитами с малым зазором. В этот зазор попадают частицы грунта, вызывая быстрый износ торцевой поверхности крыльчатки и прилегающих к ней плит. В результате этого зазор увеличивается, а давление, создаваемое насосом, снижается. Вот почему целесообразно совмещать крыльчатку закрытого типа с плитами.

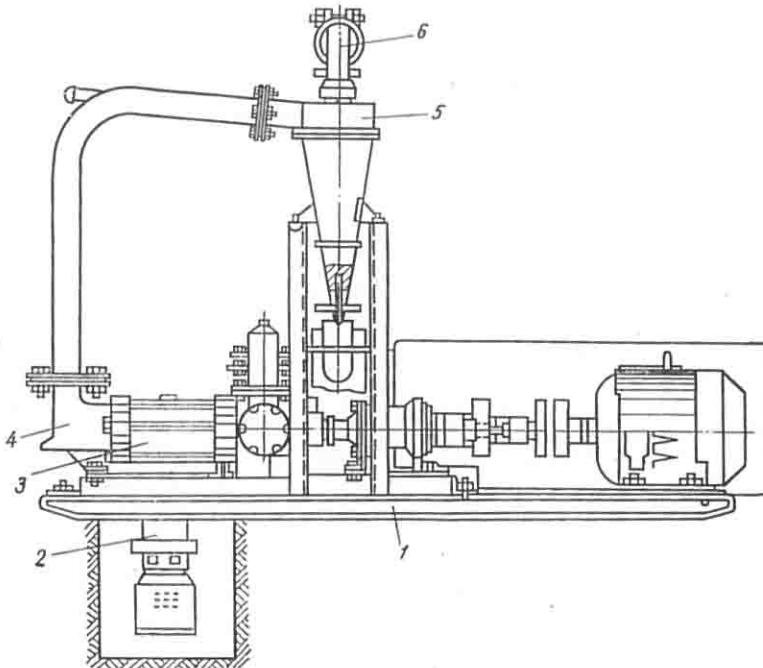


Рис. 60. Шламоотделитель типа ОГХ-8Б

1 — рама; 2 — всасывающая магистраль; 3 — нагнетательная магистраль; 4 — насос; 5 — гидроциклон; 6 — выходной патрубок

Этот вариант проверялся в действии на ситогидроциклических установках 4СГУ-1, работающих в комплексе с агрегатом СВД-500, и показал хорошие результаты. Износ крыльчатки уменьшился в три-четыре раза.

Кроме ситогидроциклических установок для очистки глинистых растворов применяются также шламоотделители типа ОГХ-8Б, ОГХ-8А. Шламоотделитель имеет следующую конструкцию (рис. 60): на раме смонтирован винтовой насос типа ВН-4, который подает по всасывающей и нагнетательной магистральным зашламованный раствор в верхний цилиндрический ввод гидроциклона. Очищенный раствор через выходной патрубок подается в емкость.

*Технические характеристики ситогидроциклонных
и гидроциклических установок*

	ОГХ-8Б	ОГХ-8Л	2СГУ	4СГУ
Производительность, л/с	5	2,5	30	60
Количество сит	—	—	1	2
Количество гидроциклонов	1	1	2	4
Насосная установка:				
тип	ВН-4	ВНМ-18×30	ВШН-150	ВШН-150
мощность, кВт	4,5	3,5	28	28
Габарит, мм	1670×420×1435×850× ×1425	2400×1700× ×1450	2775× ×2465	2250×2150
Масса, кг	280	295	2250	1950

Для облегчения монтажа и транспортировки комплекс очистного оборудования выпускается в виде транспортабельных блоков, например, блок очистки промывочного раствора БОР входит в комплект буровых установок БУ-80БрД, БУ-80БрЭ, Уралмаш-125БД, Уралмаш-125БЭ. В 1968 г. в блоке очистки БОР выбросит СВС-2 заменено более совершенным СВ-2.

Ситогидроциклические и гидроциклические установки и блоки очистки растворов приспособлены для передвижения по местности одновременно с устройством для проходки траншей. С этой целью, например, установку типа 4СГУ-1 размещают на тележке, движущейся над траншееей вместе с буровой установкой, и оснащают шинковым транспортером для удаления сползающего с выбросит и гидроциклонов грунта в отвал.

Для очистки глинистого раствора при разработке траншней буровым способом спроектирована установка РБС-1, которая должна снабжаться средствами передвижения — тележкой, салазками, и т. д.

За рубежом также применяется двухступенчатая очистка растворов: с помощью выбросит (или сепараторов) и гидроциклонов. Фирма «Гулф», например, применяет для тонкой очистки растворов батареи гидроциклонов (по 10—20 в каждой батарее) различных диаметров. Такая установка обеспечивает удаление из раствора частиц выбуренной породы размером 10—20 мкм и свыше 95% частиц размером свыше 30 мкм. Фирма считает применение батарей из циклонов малых диаметров рентабельным. Например, раствор, пропущенный через гидроциклоны диаметром 150 и 100 мм, практически не содержит твердых частиц размером свыше 22 мкм.

Фирмой «Мид Континент Дистрикт Вичита» проведены промышленные испытания гидроциклона диаметром 350 мм с углом конуса 14° для очистки растворов. Производительность гидроциклона составляет 30—39 л/с при давлении питания 0,26—0,34 МПа.

Гидроциклические пескоотделители изготавливаются в США фирмами «Дип Эквипмент Компани», «Грант Тул К°», «Бобен Итко», «Томпсон Тул К°» и др., во Франции, Западной Германии. Фирма «Томпсон Тул К°» изготавливает гидроциклические песко-

отделители с одним, двумя и четырьмя гидроциклонами диаметром 250 мм. Пескоотделитель состоит из батареи гидроциклонов, центробежного шламового насоса и двигателя внутреннего сгорания. Циклоны облицованы изнутри резиной толщиной 14—20 мм и имеют автоматически-открывающиеся клапаны на песковых насадках. Клапаны открываются на большую или меньшую величину в зависимости от массы шлама, скопившегося над ним. Для удаления шлама, который выбрасывается различными очистными устройствами, применяют бульдозеры и вагонетки.

Насосы для перекачки глинистого раствора. Для хорошей работы гидроциклонов необходимо обеспечивать постоянное давление раствора на входе в гидроциклоны в пределах величин, указанных в характеристике пескоотделителей. Это давление создается центробежными насосами типа ВШН-150, ШН-150, ШН-200, НШЛ-1 и винтовыми насосами типа ВН-4, ВНМ-18×30.

Центробежный шламовый насос НШЛ-1 изготавливается электромеханическим заводом комбината Тулауголь.

Технические характеристики насоса НШЛ-1

Производительность, м ³ /ч	17
Напор, МПа	0,9
Скорость вращения вала, с ⁻¹	41,6
Мощность электродвигателя, кВт	1,7
Масса, кг	50

В ситогидроциклических установках 4СГУ для подачи раствора в гидроциклон применяется центробежный насос ВШН-150.

Технические характеристики насосов серии ВШН-150, ШН-150 и ШН-200

Производительность, м ³ /ч	150
Напор, м вод. ст	30
Мощность электродвигателя, кВт	28
Частота вращения, с ⁻¹	24,65
Диаметр всасывающего и нагнетательного патрубков, мм	125
Диаметр рабочего колеса, мм	360
Ширина » , мм	40
Масса насоса (без электродвигателя и рамы), кг	223

Для транспортировки разработанного в траншее грунта обычно применяются эрлифты, надежная работа которых обеспечивается при глубине погружения их более 8 м. При меньшей глубине для очистки применяются насосы типа С.

В процессе эксплуатации агрегатов, например типа СВД-500, установлено, что наиболее точным является метод расчета эрлифта по безразмерным характеристикам, предложенным В. М. Зелинским.

При глубине траншей менее 8 м применение эрлифта для выноса выбуренной породы на поверхность неэффективно, и для подсоса пульпы в грунтовый насос при его запуске приме-

Технические характеристики поршневых приводных насосов

	C-251	C-263	C-317	9МГР				
Производительность, м ³ /ч	1	3	6	6,0;	7,65;	9,95;	13,3;	16,7
Давление, МПа	1	1,5	1,5	3,5;	4,5;	6,0;	7,5;	10,0
Мощность, кВт	1,7	2,8	4,5	—	—	375	—	—
Частота вращения, с ⁻¹	1,5	2,7	2,3	—	—	—	—	—
Диаметр линий, мм:								
всасывающей	50	50	75	—	—	100	—	—
нагнетательной	50	50	75	—	—	50	—	—
Габарит, мм	1160×470× ×760	1160×470× ×760	1200×560× ×1000	—	—	2630×1040×1630	—	—
Масса, кг	198	198	450	—	—	2760	—	—

няют вакуум-насосы. Производительность вакуум-насоса должна быть такой, чтобы обеспечивалось заполнение грунтового насоса бентонитовым раствором. Заполненный раствором насос сможет самостоятельно перекачивать пульпу, и вакуум-насос можно будет отключить. Для подачи раствора в траншею рекомендуется применять грязевые насосы марок 9МГР, 11ГР, 12ГР, НГР-250/50 и др., а также центробежные насосы ШН-150 и ШН-200.

Перемешивающие устройства в емкостях. Раствор, приготовленный даже из высококачественных бентонитовых глин, имеет частицы, недостаточно хорошо перемешанные с водой, которые выпадают в осадок. Со временем начинают выпадать в осадок и более мелкие частицы вследствие коагуляции раствора. Вот почему необходимо дополнительно перемешивать раствор в емкостях; кроме того, с помощью перемешивающих устройств разрушается гелеобразная структура раствора в емкостях после длительного перерыва в работе, взмучивается твердый осадок перед чисткой емкостей.

Перемешивающие устройства бывают двух типов: механические и гидравлические. Отечественной промышленностью производятся гидравлические перемешивающие устройства 4УПГ.

Технические характеристики перемешивающего устройства 4УПГ

Рабочее давление, МПа	4,0
Диаметр сменных сопел, мм	12; 16; 20
Расход воды, л/с	8,5; 15,5; 24
Масса, кг	33,5

Гидравлическое двухшарнирное перемешивающее устройство 4УПГ (рис. 61) состоит из корпуса, тройника, вращающегося в корпусе, ствола с рукояткой, вращающегося в тройнике, и сопла, закрепленного в конце ствола. Благодаря наличию двух шарниров ствол с соплом может поворачиваться в двух взаимно перпендикулярных плоскостях и принимать любое положение, которое придает соплу оператор, перемещая ствол за рукоятку.

Для механического перемешивания раствора во ВНИИнефтемаше разработан смеситель лопастного типа с электродвигателем мощностью 5,5 кВт, который устанавливается на емкости.

Механизация работ. Проблема механизации работ по приготовлению и очистке глинистого раствора при строительстве способом «стена в грунте» до сих пор не решена. Заполнение растворосмесителей, взвешивание глиноматериалов, погрузка

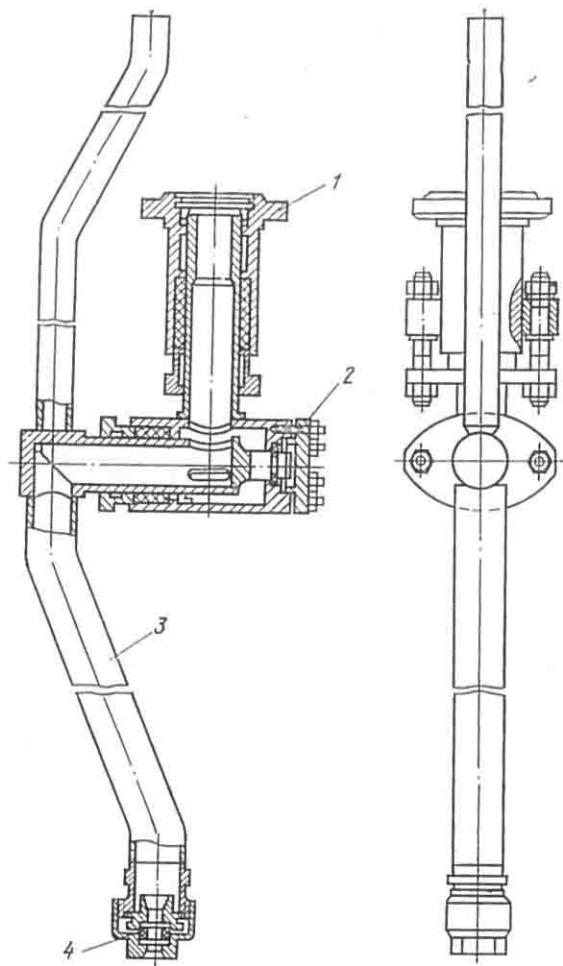


Рис. 61. Перемешивающее устройство 4УПГ
1 — корпус; 2 — тройник; 3 — ствол с рукояткой; 4 — сопло

шлама и другие операции пока еще выполняются вручную; не используются даже те средства механизации, которые у нас имеются. Например, в НИИСПе сконструирована специальная растарочная установка для распаковки глинопорошка и цемента, поступающих на стройку в бумажных мешках. Механизм для разрыва бумажных мешков разработан также во ВНИИ-

нефтемаше и прошел производственные испытания. Аналогичные механизмы созданы Волгоградским институтом и прошли промышленные испытания в объединении Нижневолжскнефть. В ВНИИнефтемаше разработаны передвижные металлические склады для хранения сухих порошкообразных материалов. Склад имеет в нижней части гидравлический смеситель эжекторного типа. Отечественная промышленность выпускает оборудование для очистки раствора при бурении нефтяных и газовых скважин. Это же оборудование с небольшими конструктивными изменениями используется для устройства стен в грунте.

Однако при проходке траншей буровыми агрегатами (например, СВД-500) резко возрастает объем разработанного грунта в единицу времени, а глинистое хозяйство не справляется с приготовлением и очисткой необходимого объема раствора. Выделенный из раствора шлам нужно быстро транспортировать в отвал, чтобы не засорять территорию; особенно это важно в стесненных условиях строительства. После окончания работ остается большое количество раствора, которое может быть использовано на других стройках, но из-за отсутствия емкостей для его хранения и средств транспортировки этот раствор выбрасывается*.

Стоимость отработанного промывочного раствора составляет примерно половину стоимости свежего раствора аналогичного качества и объемной массы. Использованию отработанного раствора необходимо уделять внимание для повышения технико-экономических показателей способа «стена в грунте».

При устройстве противофильтрационных завес необходимо разработать специальное оборудование для перемешивания бентонитового раствора с материалом-заполнителем, например кембрийской глиной. Это повысит однородность материала завесы и ее водонепроницаемость.

* За рубежом отработанный промывочный раствор хранится в специальных емкостях на базах — хранилищах растворов.

§ 1. УСТРОЙСТВО СТЕН В ГРУНТЕ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Выше было приведено описание различных типов машин и оборудования, применяемых в настоящее время для разработки глубоких и узких траншей под глинистым раствором. Каждая из этих машин требует своей технологической схемы, но в целом технология производства работ по устройству стены в грунте из монолитного железобетона включает определенные этапы работ, которые состоят в следующем:

- подготовка строительной площадки;
- устройство по оси будущей стены сооружения форшахты, служащей направляющей для землеройной машины и обеспечивающей устойчивость стенок траншей в верхней ее части;
- проходка траншей под глинистым раствором на длину захватки;
- установка в траншее арматурного каркаса и устройство ограничителей на границе захватки для удержания бетонной смеси;
- укладка бетонной смеси в траншее методом ВПТ под глинистым раствором.

До начала отрывки траншей необходимо выполнить следующие подготовительные работы: спланировать площадку вдоль будущей стены в грунте с таким расчетом, чтобы по обеим сторонам форшахты была территория, достаточная для установки и движения оборудования и автотранспорта; при заболоченной местности или высоком уровне грунтовых вод подсыпать площадку песчаным грунтом, устроить настил для движения оборудования и автомашин и форшахту вдоль оси траншей.

Перед устройством форшахты необходимо сделать геодезическую разбивку траншей и стенки. Если уровень грунтовых вод стоит на 1,0—1,5 м ниже поверхности грунта, форшахту обычно устраивают в котловане, отрытом по оси сооружения на глубину 70—80 см. Основание котлована выравнивают и уплотняют, после чего устанавливают щиты опалубки, укладывают арматуру и бетонируют форшахту.

При высоком уровне грунтовых вод, когда возникает необходимость в подсыпке песчаным грунтом, опалубку форшахты следует устанавливать, как правило, на естественный грунт или на предварительно уплотненный, насыпной. Верх опалубки форшахты должен быть горизонтальным и иметь отметку на 10—20 см выше отметки территории площадки. По обе стороны

форшахты подсыпают песчаный грунт, на который укладывают настил. Разбивка траншей на захватки осуществляется по верху форшахты.

Выбор землеройной машины для разработки траншей зависит от вида и группы грунтов, места расположения сооружения (городские условия или незастроенные участки) и глубины траншей. В зависимости от выбранного землеройного оборудования необходимо принять технологическую схему производства работ и подобрать оборудование для приготовления и очистки глинистого раствора, если оно не входит в комплект основного оборудования. При выборе оборудования для рытья траншей следует учитывать, что гидромеханизированные траншеекопатели наиболее целесообразно применять на площадках, где залегают в основном песчаные грунты и вблизи строительства нет сооружений, мешающих расстановке оборудования.

Грейферы наиболее рационально применять в городских условиях, так как при таком виде оборудования строительная площадка занимает минимальную территорию. До начала рытья траншей надо выполнить все подготовительные работы, т. е. сделать форшахту, смонтировать и установить оборудование для приготовления и очистки глинистого раствора.

Рассмотрим технологию разработки траншей некоторыми машинами, технические характеристики которых даны выше.

Для проходки траншей при устройстве противофильтрационных завес и несущих стен в грунте можно применять машино-комплекс с агрегатом СВД-500, который роет траншею шириной 0,5—0,7 м и глубиной до 30 м. Наиболее рационально использовать СВД-500 при устройстве противофильтрационных завес и несущих стенок вне застроенных территорий.

Технология разработки траншей агрегатами СВД заключается в том, что путем последовательного фрезерования полос выбуривается непрерывная траншея. После каждой проходки бура агрегат передвигается вперед на $\frac{1}{3}$ диаметра бура. Передвижение бурового снаряда вниз происходит по направляющему шаблону с одновременным вращением долота. Долота применяются двух модификаций: трехперое — при разработке не скальных грунтов и шарошечное — при разработке скальных пород.

Каждый раз по достижении проектной глубины траншей осуществляется подъем бурового снаряда на поверхность. Затем базовая машина передвигается по оси траншей на величину очередного шага захвата бура, и цикл фрезерования повторяется. Снимаемая стружка грунта под действием силы тяжести и направленного вниз потока глинистой суспензии опускается к заборным окнам эрлифта в нижней части направляющего шаблона. Эрлифт подает пульпу в ситогидроциклонную установку или шламоотстойник, откуда очищенный раствор попадает в траншею.

Технология устройства прямолинейных стенок или противофильтрационных завес и расстановка оборудования машино-комплекса с агрегатом СВД-500 показаны на рис. 62.

Для проходки траншей в грунте I—IV групп при устройстве несущих стенок шириной 0,6—0,8 м и глубиной до 20 м может применяться ГТ-ВНИИГС. Наличие шагающих опор позволяет рыть траншеи как прямолинейные, так и любого очертания. Он может успешно также применяться при устройстве противофильтрационных завес.

Процесс разработки траншеи гидромеханизированным траншеекопателем включает в себя следующее: установку траншеекопателя на ось отрываемой траншеи, забуривание рабочего органа машины на полную глубину траншееи, отрывку траншеи на длину захватки.

Траншеекопатель, смонтированный на строительной площадке, перемещается своим ходом к месту начала разработки грунта и устанавливается так, чтобы рабочий орган находился над осью отрываемой траншеи в ее начале и шагающие опоры были повернуты по ходу движения траншеекопателя.

В месте начала работ пробуривают пионерную скважину на всю глубину траншееи. Затем начинается проходка траншеи, и после разработки ее на длину около 2 м на дно опускают эрлифт. Траншею отрывают на длину захватки, после чего открытую часть подготавливают для установки в нее арматурного каркаса и укладки бетона.

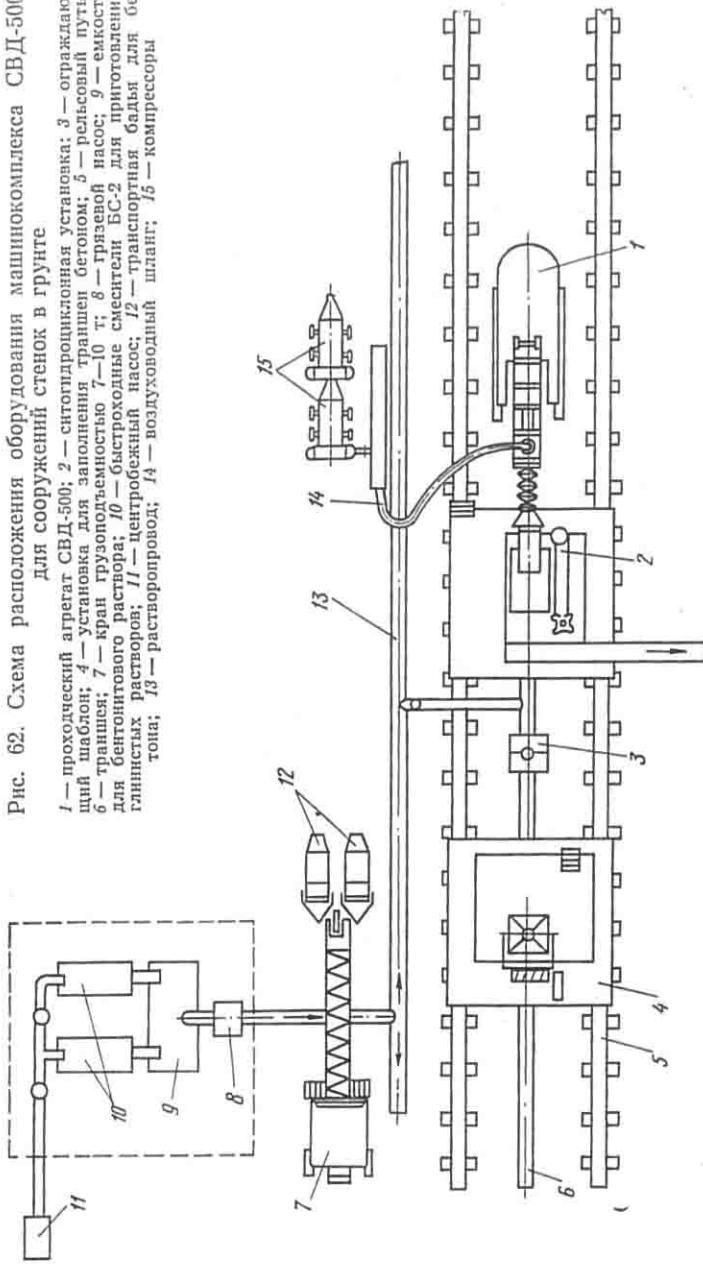
В зависимости от геометрических размеров возводимого сооружения и его формы в плане применяются следующие варианты расстановки оборудования для очистки глинистого раствора. Для круглых или криволинейных в плане замкнутых сооружений рекомендуется схема (рис. 63), при которой оба блока очистки глинистого раствора устанавливаются рядом, а над ними помещают смеситель. На одном блоке очистки, к которому по трубе-лотку из траншеи эрлифтом будет подаваться пульпа, монтируют вибросито и гидроциклонную установку. Из второго блока используют только емкость, предназначенную для хранения чистого раствора.

Другим вариантом расстановки оборудования может быть схема (рис. 64), где блоки очистки глинистого раствора устанавливают по обе стороны сооружения так, чтобы при проходке траншеи эрлифт мог подать пульпу прямо в трубу-лоток, при соединенную к ближайшему блоку очистки. Оба блока очистки имеют вибросито и гидроциклонную установку: при использовании одного блока для очистки пульпы, второй служит емкостью для хранения чистого раствора. При такой схеме работы промежуточная емкость не нужна.

Для прямолинейных в плане с длинными стенами сооружений оборудование рекомендуется устанавливать по схеме, показанной на рис. 65. Основное оборудование (блоки приготовле-

Рис. 62. Схема расположения оборудования машинокомплекса СВД-500 для сооружений стенок в грунте

1 — проходочный агрегат СВД-500; 2 — сногидроциклонная установка; 3 — отражательный шаблон; 4 — установка для заполнения траншеи бетоном; 5 — рельсовый путь, 6 — траншее; 7 — кран грузоподъемностью 7—10 т; 8 — гравийный насос; 9 — емкость для бентонитового раствора; 10 — быстроходные смесители БС-2 для приготовления глинистых растворов; 11 — центробежный насос; 12 — транспортная балка для бетона; 13 — растворопровод; 14 — воздуховодный шланг; 15 — компрессоры



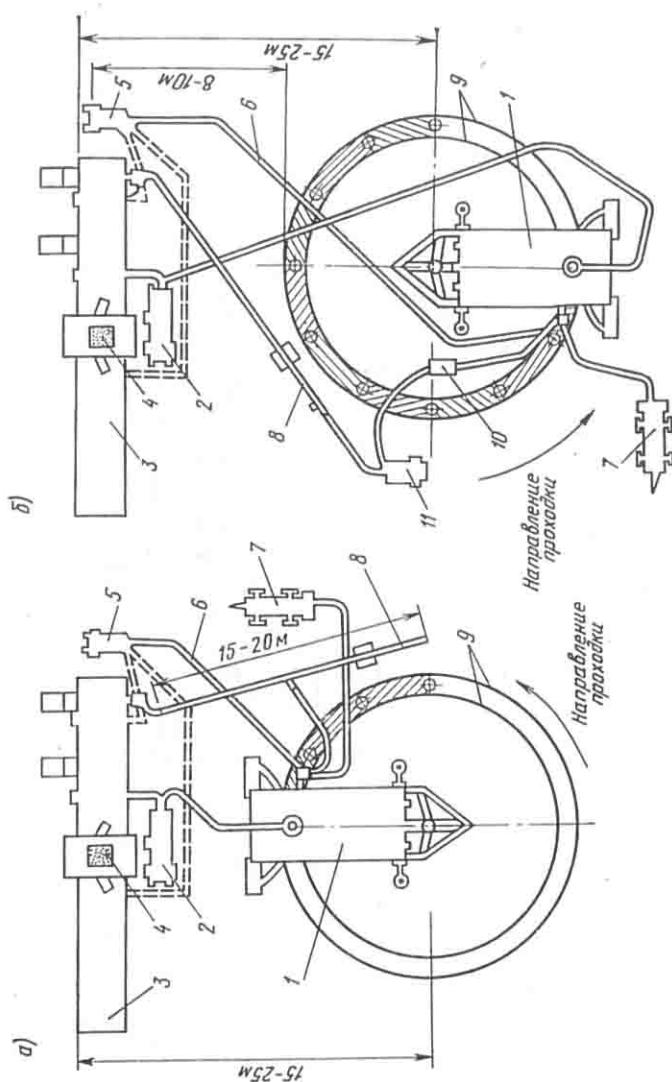


Рис. 63. Первый вариант расстановки оборудования при рыве траншей для круглых сооружений ГТ-ВНИИГС

a — проходка траншей на близищей к блоку очистки части сооружения; *b* — то же, на удаленной от него; *1* — траншеекопатель; *2* — газевая насос; *3* — блоки очистки раствора; *4* — центробежный самовсасывающий насос; *5* — шланг для заливки чистого раствора в траншее; *6* — компрессор; *7* — промежуточная емкость; *8* — труба-лоток; *9* — фуршахта; *10* — шламовый насос

ния и очистки раствора, глиномешалки, насосы) расставляют вдоль отрываемой траншееи на расстоянии не более 5—7 м от ее оси. Причем труба-лоток должна иметь длину не менее 30—35 м (две секции по 15—17,5 м). Не переставляя оборудование, проходят участок траншееи, равный двум длинам трубы-лотка. После того как участок траншееи пройден и стена сооружения забетонирована, оборудование переставляют на 60—70 м по направлению движения траншеекопателя.

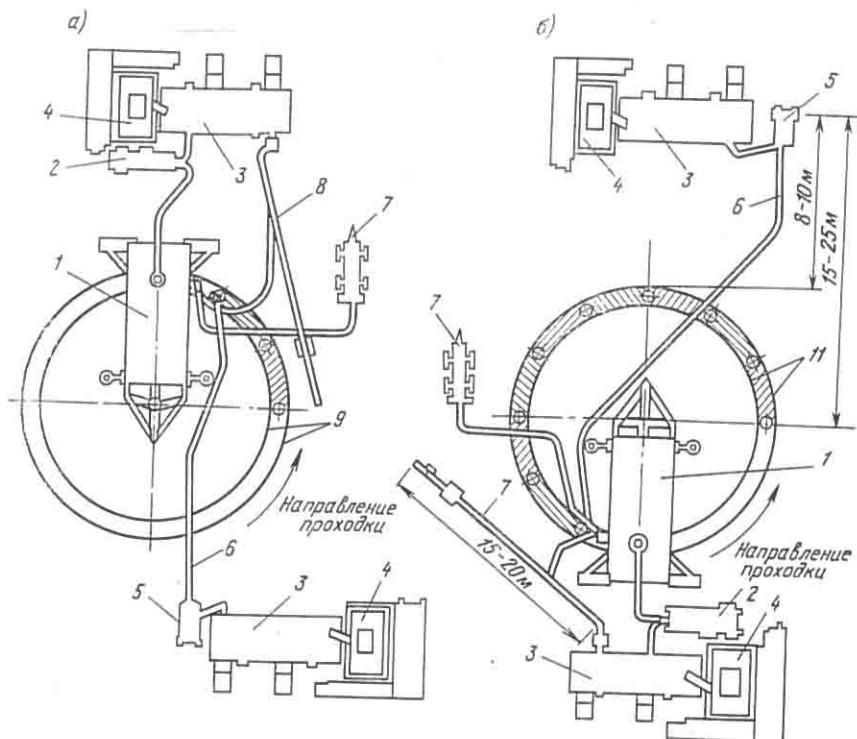


Рис. 64. Второй вариант расстановки оборудования при рытье траншей для круглых сооружений ГТ-ВНИИГС
Примечание. Условные обозначения см. на рис. 63

Для отрывки траншей при устройстве несущих стенок, особенно в городских условиях, целесообразнее вместо фрезерных машин применять грейферы. Грейфер конструкции ГПИ Фундаментпроект позволяет отрывать траншены шириной 0,6 м и глубиной до 16 м в грунтах I—IV групп. Грунты I и II групп можно разрабатывать грейфером без устройства лидерных скважин. Грунты III и IV групп требуют устройства направляющих скважин с шагом 3,2 м (по расстоянию между концами зубьев грейфера). Отрывка грунта в захватках с устройством направляю-

щих скважин производится последовательно или через одну. Грейфер подвешивают к крану грузоподъемностью 20 т, снабженному двухбарабанной лебедкой.

Для рытья прямолинейных глубоких траншей (до 20 м) может быть применен широкозахватный грейфер конструкции НИИСП Госстроя УССР, обеспечивающий устройство траншей шириной 0,5—1,0 м в плотных глинистых грунтах. Грейфер подвешивают к экскаватору Э-1011 или Э-1252 на подъемном кране или к копровой стойке, служащей направляющей.

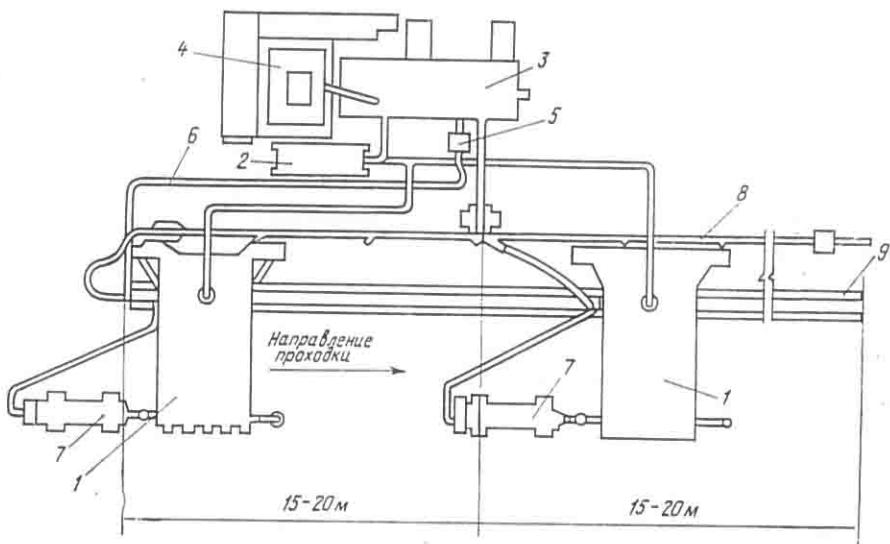


Рис. 65. Вариант расстановки оборудования при рытье траншей для сооружений с прямыми стенками ГТ-ВНИИГС

Примечание. Условные обозначения см. на рис. 63

Для рытья неглубоких (до 12 м) траншей шириной 0,5—1,0 м применяют также штанговый экскаватор ЭК-800 конструкции НИИСП Госстроя УССР. Такой агрегат состоит из ковша (с откидным днищем), перемещающегося вверх и вниз по копровой стойке, укрепленной на экскаваторе марки Э-10011 или Э-1254. Грунт разрабатывается нижней плоскостью ковша, которая срезает стружку по всей высоте траншеи снизу вверх.

После проходки траншей на длину захватки ее подготавливают для укладки бетонной смеси методом ВПТ. Перед установкой арматурного каркаса проверяют глубину и ширину траншеи, чистоту дна и характеристики глинистого раствора. Открытая на длину захватки траншея должна быть принята по акту.

Возводя железобетонные стены в грунте, до укладки бетонной смеси в траншеею под глинистым раствором необходимо ус-

становить в траншее арматурный каркас и ограничители между захватками. Арматурные каркасы можно заготавливать в заводских условиях и на стройплощадках. Для изготовления каркасов на стройплощадке используется специальный кондуктор, обеспечивающий проектную форму стены сооружения. Жесткость сваренного каркаса и способ его строповки должны обеспечить подъем его краном без деформации и изменения проектных размеров.

Ширина арматурных каркасов, изготовленных на стройплощадке, должна быть равна длине захватки. При глубине траншей более 10 м целесообразно изготавливать каркас из блоков, имеющих ширину по длине захватки и стыкующихся в процессе опускания в траншее.

В § 5 главы I, где представлены конструктивные решения стен в грунте, приводятся конструкции арматурных каркасов, которые применяются для армирования стен глубиной 10—12 м и более.

Подготовка и установка каркаса в траншее осуществляются в следующем порядке: в верхней его части предварительно приваривают поперечные стержни, которыми после опускания в траншее каркас опирается на форшахту. Если каркас состоит из блоков, то вначале опускают в траншее нижний блок и подвешивают его на форшахте, после чего к нему приваривают верхний блок и опускают до проектной отметки.

Как уже отмечалось ранее, важное значение имеет выбор конструкциистыка между захватками. Рассмотрим четыре типа стыков, технология устройства которых приводится ниже.

1. При устройстве стыка с помощью инвентарной трубы ее опускают в траншее на границе захваток и после бетонирования предыдущей захватки и схватывания бетона извлекают. После этого укладывают бетон в последующую захватку.

2. Применяя для устройства стыка железобетонные призматические, полые круглые сваи или металлические трубы, последние опускают краном в траншее, задавливают в грунт и закрепляют на форшахте. После бетонирования смежных захваток полость сваи (трубы) заполняют бетоном.

3. Вибронабивной стык устраивается следующим образом: на границе двух захваток в траншее устанавливают специальную инвентарную трубу. После укладки бетона и его схватывания трубу домкратом отрывают от бетона, заклинивают и оставляют в траншее. Затем укладывают бетон на следующей захватке и после его схватывания отрывают от бетона трубу и извлекают краном. Полость между захватками при необходимости промывают и в нее опускают специальную трубу, которую заполняют жестким бетоном. Затем с помощью вибратора типа ВПП, жестко прикрепленного к трубе, извлекают ее из полости, уплотняя выдавящий из нее бетон.

4. Стык в виде металлической диафрагмы выполняется следующим образом. Диафрагму приваривают к арматурному каркасу и устанавливают последний в траншее. Такая конструкция образует ограничитель на границе захватки, удерживающий бетонную смесь. Арматурный каркас с диафрагмой в траншее устанавливают так же, как и обычный. Необходимо проследить, чтобы грани диафрагмы врезались в грунт и бетонная смесь не протекала в соседнюю захватку. Выполнив работу по установке каркаса и ограничителей на концах захватки, можно приступать к укладке бетонной смеси.

Оборудование для укладки бетона должно состоять из комплекта звеньев металлических бетонолитных труб с быстро-разъемными замками, вышки с воронкой, имеющей приспособления для подъема трубы и удаления ее звеньев, а также из специальной бадьи для подачи бетонной смеси в загрузочную воронку (в случае приготовления бетонной смеси на строительной площадке) или автобетономешалки (при получении сухой бетонной смеси с завода). Подвоз литой бетонной смеси в самосвалах на расстояние более 5 км не рекомендуется.

Следует отметить, что своевременное обеспечение литой бетонной смесью бетонируемых траншей является одним из самых ответственных этапов производства работ. Качество работ при укладке бетонной смеси методом ВПТ определяется непрерывной подачей ее в траншеею с соблюдением всех правил укладки. Подвоз бетонной смеси с заводов в самосвалах, как правило, приводит к расслоению бетона и потере им пластичности. Опыт строительства показал необходимость перехода на приготовление бетонных смесей непосредственно на строительной площадке или доставку с помощью автобетономешалок.

Для укладки бетонной смеси в траншеею методом ВПТ под глинистым раствором в настоящее время рядом организаций разработаны и изготовлены комплекты оборудования.

Комплект оборудования, разработанный во ВНИИГСе, включает (рис. 66): вышку с воронкой размером в плане $2,15 \times 2,4$ м, высотой 4,44 м; воронку объемом 0,7 м³, укрепленную на платформе, которая поднимается и опускается по стойкам внутри вышки. К нижней части воронки присоединяется бетонолитная труба, состоящая из секций длиной 1,5 м, изготовленных из обсадных труб диаметром 273 мм. Воронку подвешивают к бадье и при укладке бетона краном поднимают с бетонолитной трубой на высоту до 2,0 м, что дает возможность удалять очередную секцию бетонолитной трубы.

Секции труб соединяют быстроразъемным клиновым замком, который состоит из фланцев, приваренных к концам секций трубы, и накидного хомута, запираемого клиновой чекой. Каждая секция имеет специальные упоры, которыми опирается на шайбу. Опорная шайба размерами в плане 800×800 мм удерживает трубу при удалении очередной секции.

В НИИСПе Госстроя УССР и тресте Укргидроспецфундаментстрой разработаны аналогичный комплект оборудования, а также комплект оборудования для укладки бетонной смеси в траншеею глубиной 20 м с телескопическим бетоноукладчиком, позволяющий укладывать бетон со скоростью 15—25 м³/ч. Бетоноукладчик имеет ковш-бункер, раму, телескопическую трубу, клапанный затвор и лебедки для подъема трубы. Для подачи бетонной смеси в бетонолитную трубу применяется специальный ковш, который подают краном. Бетонолитную трубу в процессе бетонирования поднимают лебедкой.

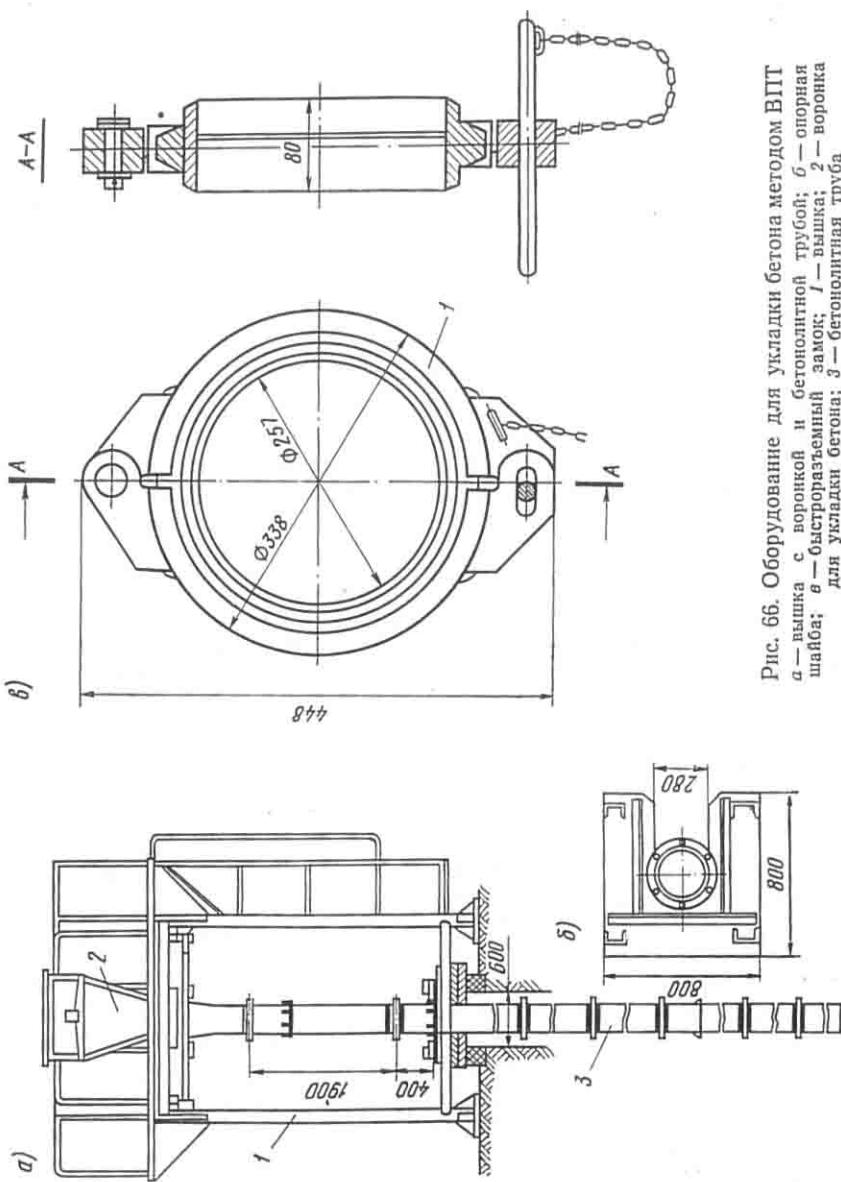


Рис. 66. Оборудование для укладки бетона методом ВПТ
 α — вышка с воронкой и бетоноплитной трубой; б — опорная шайба;
 δ — быстросъемный замок; 1 — вышка; 2 — воронка;
 для укладки бетона; 3 — бетоноплитная труба

Киевским ПКО Гидропроекта для подачи бетона разработана самоходная механизированная установка БЗ-1 на рельсовом ходу, которая оборудована скиповым подъемником и бетононасосом.

Монтаж и установка оборудования для укладки бетонной смеси в траншее выполняются в следующем порядке: вначале на горизонтальной площадке собирают бетонолитную трубу и проверяют герметичность ее стыков. Длина трубы принимается такой, чтобы после установки в траншее и подвешивания к выходному фланцу воронки она не доходила до дна траншеи на 30—40 см. Далее устанавливают бетонолитную трубу в специальные отверстия, устраиваемые в армокаркасе, и подвешивают ее на опорной шайбе, уложенной на форшахте. Над верхним концом бетонолитной трубы ставят вышку с воронкой и присоединяют к выходному фланцу воронки верхний конец трубы. Воронка должна располагаться так, чтобы обеспечивался подъем на высоту, необходимую для снятия очередного звена трубы. В основание воронки укладывают пробку из пакли, завернутой в мешковину и смазанной солидолом.

Бетонная смесь, укладываемая в траншее методом ВПТ под глинистым раствором, обычно имеет марку бетона 200, реже 300, крупность заполнителя (гравия или щебня) до 50 мм, осадку конуса 16—20 см с максимальным периодом времени схватывания.

Бетонирование необходимо начинать сразу после окончания подготовительных работ, а установку арматурного каркаса ограничителей, бетонолитных труб и вышки с воронками — не более чем за сутки до укладки бетона в траншее. Держать лишнее время каркас в глинистом растворе не следует, так как частицы раствора, осаждаясь на каркасе, снижают сцепление бетона с арматурой.

Порядок укладки бетона в траншее обычно принимается следующий: вначале бадью загружают бетонной смесью, поднимают ее краном и подают к вышке с воронкой. Затем из бадьи бетонную смесь выгружают в воронку. После прекращения движения бетона в бетонолитной трубе включают вибратор, закрепленный на воронке, бетонолитную трубу медленно поднимают до момента выхода бетона из воронки. После выгрузки всего бетона из бадьи ее возвращают к месту загрузки, и весь цикл укладки бетона в траншее повторяется.

Технология бетонирования методом ВПТ под глинистым раствором аналогична укладке бетона методом ВПТ под водой, который уже освоен строителями.

При бетонировании необходимо выполнять следующие требования: бетонную смесь надо подавать непрерывно, а бетонолитная труба все время в процессе бетонирования должна быть заполнена бетоном, ее полное опорожнение недопустимо; в процессе бетонирования до подъема трубы следует замерять уро-

вень уложенного бетона, определяя длину участка трубы, находящегося в бетоне.

При укладке бетона глинистый раствор вытесняется бетоном и самотеком переливается в разрабатываемую траншею либо откачивается насосом. До укладки очередной порции бетона раствор откачивают на высоту форшахты. При откачке глинистый раствор собирают в специальную емкость для использования при рытье следующей захватки. Укладку бетонной смеси прекращают, когда на уровне верха форшахты появляется чистая бетонная смесь. Верхний слой бетона, загрязненный глинистым раствором, следует удалить.

Непрерывность бетонирования является основным условием применения метода ВПТ, в особенности при укладке бетона в траншею, заполненную глинистым раствором. Она должна обеспечиваться рядом мероприятий, из которых СНиП выделяет «наличие на стройплощадке всех материалов для бетона в объеме блока», в рассматриваемом случае это будет захватка. Ниже приводятся ориентировочные данные для подсчета объемов бетона при бетонировании траншей на одной захватке при ширине траншей 0,6 м.

Длина захватки при ширине траншей

0,6 м, м	3	4	5	6
Объем бетона, м ³ :				
при глубине траншей 10 м	18	24	30	36
» » 15 м	27	36	45	54
» » 20 м	36	48	60	72
Скорость подъема бетонной смеси, м/ч;				
при расходе бетона 5 м ³ /ч	2,8	2,1	1,6	1,4
» » 10 м ³ /ч	5,5	4,2	3,3	2,8

По мере увеличения глубины траншей рекомендуется уменьшать длину захватки. Наиболее удобный для организации бетонирования траншей объем бетона в захватке находится в пределах 30—50 м³. Желательно обеспечивать наиболее высокий темп бетонирования, что ускоряет спуск бетонной смеси в траншеею, создает дополнительное давление и приводит к лучшему уплотнению бетона.

Опыт бетонирования показал целесообразность погружения трубы в бетонную смесь на максимально возможную глубину. Глубина погружения низа трубы зависит от начала схватывания бетона, поэтому низ трубы должен быть всегда выше слоя бетона, в котором уже началось схватывание.

Опыт бетонирования по методу ВПТ показал, что при мелком заполнителе (не крупнее 2 см) и применении пластифицирующих добавок выход из трубы смеси с осадкой конуса 18—20 см прекращался при нахождении трубы в бетоне на глубине до 14 м и высоте бетонной смеси в трубе более 3 м над уровнем глинистого раствора.

Таким образом, рассмотрен весь цикл технологического процесса устройства монолитной железобетонной стены в грунте на длину одной захватки. Работы на каждой последующей захватке выполняются точно так же.

§ 2. УСТРОЙСТВО СТЕН В ГРУНТЕ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Технологический процесс производства работ по устройству стены в грунте из сборного железобетона заключается в устройстве форшахты, проходке траншей под глинистым раствором, установке сборных элементов в траншею, замоноличивании стыков и заполнении пазух специальным раствором.

Как уже отмечалось ранее, устройство стен в грунте из сборных элементов имеет свои особенности, главной из которых является обеспечение равнопрочного водонепроницаемого стыка между панелями для круглых и водонепроницаемого стыка для прямолинейных в плане сооружений.

При устройстве стен из сборных элементов типа «стойка—плита» или «плоские плиты» за рубежом принята следующая технология работ. Перед монтажом сборных конструкций отрывается траншея длиной на две или три панели (плюс 20—30 см). Траншею разрабатывают под глинистым раствором, имеющим плотность 1,02—1,04 г/см³. После подготовки траншеи, непосредственно перед установкой сборных панелей, глинистый раствор заменяют на специальный цементно-песчано-глинистый. Этот раствор необходим только для того, чтобы заполнить пространство между грунтом траншеи и панелями.

Этапы устройства стены из сборных панелей приводятся на рис. 67. В открытой траншее заменяют глинистый раствор специальным цементно-песчано-глинистым. Для этого в траншее опускают трубу диаметром около 100 мм, имеющую наверху воронку, а внизу — распределительный перфорированный патрубок для равномерного распределения раствора по длине захватки. Цементно-песчано-глинистый раствор плотностью 1,28—1,30 г/см³ вытесняет более легкий глинистый раствор, который откачивают в емкость для вторичного использования при работах на последующих захватках траншеи.

Сборные элементы при установке в траншее подвешиваются к поперечинам, уложенным на форшахту. После установки последней панели легкий (глинистый) раствор полностью вытеснен тяжелым цементно-песчано-глинистым, заполнившим все пространство вокруг панелей и вертикальные каналы в стыках панелей. Тяжелый раствор имеет такой состав, что за сутки переходит в пластичное состояние, и разработку грунта на соседней захватке можно начинать на следующие сутки.

Точные характеристики и состав раствора запатентованы, поэтому приведенные данные могут служить как ориентиро-

вочные. В конкретных условиях состав раствора надо подбирать с учетом характеристик применяемых материалов*.

Технология работ по устройству стен в грунте из сборных элементов, принятая Фундаментпроектом, заключается в следующем: вначале отрывают траншею и одновременно устанавливают в нее сборные элементы; по трубкам, имеющимся в панелях, на дно траншееи (под основание панелей) нагнетают специальный тампонажный раствор, который вытесняет из траншеи глинистый раствор, заполняя пространство между панелями и стенками траншеи.

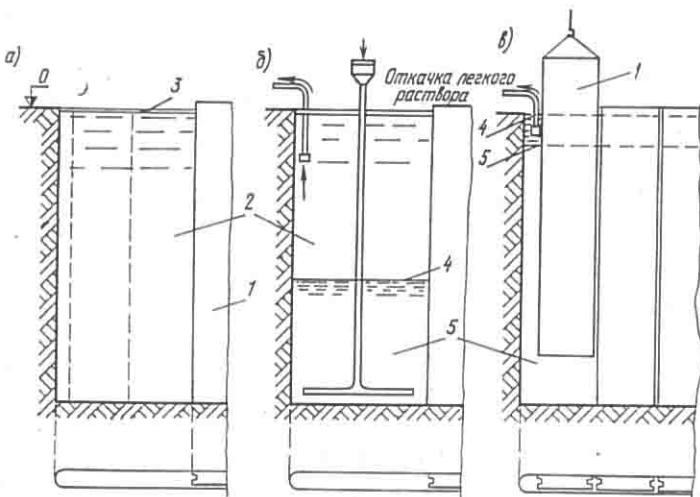


Рис. 67. Технология устройства стен в грунте из сборных панелей
а — разработка траншеи; б — замена раствора; в — установка панелей; 1 — панель; 2 и 5 — соответственно легкий и тяжелый раствор; 3 и 4 — уровень соответственно легкого и тяжелого раствора

При возведении крупных подземных сооружений, когда требуется жесткое сопряжение панелей между собой, принятая следующая технология: траншееокопателем отрывают траншею круглого очертания или грейфером — в виде многоугольника с размером стороны, равной ширине раскрытия грейфера. Затем в траншееи с глинистой супензией устанавливают панели.

После монтажа нескольких панелей водой промывают полости стыков между панелями и заполняют их цементным раствором марки 300. Затем пазухи между наружной стенкой траншеи и сборными элементами заполняют цементно-песчано-глинистым раствором. При выемке грунта внутри сооружения к панелям вдоль стыка приваривают металлический лист.

* Результаты исследования свойств и составов цементно-песчано-глинистых растворов во ВНИИГСе приведены в § 3 главы I.

НИИСП Госстроя УССР и Укрводоканалпроект для возведения сборных стен из панелей, конструкции которых разработаны в этих организациях, рекомендуют следующую технологию производства работ [51].

После отрывки траншей под глинистым раствором на проектную глубину (плюс 10 см) в траншее подсыпают щебень или гравий до проектной отметки низа сборного элемента, затем устанавливают сборные элементы в траншее с помощью кондуктора и шаблона. С целью временного закрепления смонтированных сборных элементов в траншее торец панели приваривают к выпускам форшахты и методом ВПТ укладывают бетонную смесь в траншее слоем 1—1,5 м. Пазухи между панелями и наружной стеной траншеи заполняют мелким камнем и щебнем, а затем нагнетают цементный раствор марки 25, пазухи с внутренней стороны панелей заполняют материалом, легко разрабатываемым и быстро консолидируемым в глинистой супензии (мелкий щебень, гравий и крупнозернистый песок). Далее бетонируют шапочный брус по всему периметру стены сооружения и поярусно вынимают грунт за стенкой сооружения; потом омоноличиваютстыки, приваривая металлические полосы к сборным элементам. Заделку стыков между сборными элементами авторы рекомендуют выполнять методом набрызга бетонной смеси. Замоноличивание ведется поярусно (высота яруса 1—1,5 м). Замоноличивание в пределах каждого яруса ведется снизу вверх, на все сечение стыка.

§ 3. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА РАБОТ

Контроль качества работ при устройстве стен в грунте имеет большое значение, так как основные виды работ являются скрытыми. Качество их можно установить только после выемки грунта в котловане. Вот почему следует тщательно и своевременно осуществлять их контроль.

Необходимо, чтобы в проекте подземного сооружения, возможным способом «стена в грунте», был специальный раздел по проведению контрольных работ в процессе возведения и эксплуатации строящегося объекта. Этот раздел проекта должен содержать: контроль характеристик глинистого раствора в процессе его приготовления, разработки траншей и перед укладкой бетона, контроль геометрических размеров форшахты и траншеи и зачистки ее дна перед установкой армокаркасов, а также укладки бетона или опускания сборных панелей; контроль правильности установки ограничителей между захватками, которые должны обеспечивать удержание бетонной смеси от попадания в смежную захватку; контроль качества и режима бетонирования стенок методом ВПТ или установки сборных панелей в траншее. Качество бетона, уложенного в траншее методом ВПТ, определяют по результатам испытаний контрольных кубиков, помещенных в глинистый раствор, выбуривания кернов

и их испытания, а также неразрушающими методами контроля по мере отрывки грунта.

Наряду с этим большое значение имеет проведение геодезического контроля. На строительной площадке должны быть установлены специальные реперы и марки, по которым необходимо систематически вести наблюдения за вертикальными и горизонтальными деформациями конструкций сооружения и существующих зданий и сооружений при их близком расположении. Геодезические измерения следует вести в период разработки траншеи (особенно тщательно надо наблюдать за осадкой форшахты), монтажа сборных панелей, разработки грунта внутри помещения и в период эксплуатации сооружения.

§ 4. ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ

Все строительные работы, проводимые при возведении способом «стена в грунте», должны осуществляться с учетом требований СНиП III-А. 11—70 «Техника безопасности в строительстве» и других нормативных документов, определяющих безопасность эксплуатации оборудования и пожарную безопасность при производстве строительно-монтажных работ.

Готовность строительной площадки к производству работ по устройству стен в грунте в городских условиях, когда перенесены все подземные коммуникации, спланирована площадка и устроены пути для землеройного оборудования, следует фиксировать актом. Должен быть назначен ответственный руководитель работ, на которого также возлагается ответственность за выполнение мероприятий по технике безопасности.

Строительную площадку необходимо ограждать забором, а траншею закрывать настилом.

В проекте должны быть предусмотрены: организация и производство работ, специальные мероприятия по удалению поверхностной воды со строительной площадки, особенно в местах, где расположена форшахта.

Вдоль разрабатываемой траншеи надо делать ограждения на расстоянии 3 м с каждой стороны; переход людей через открытую часть траншеи допускается только по специальным мостикам, укладываемым вдоль всей открытой части траншеи.

Перемещение и установка машин и механизмов вдоль траншеи допускаются лишь на расстоянии, установленном в проекте. На местах производства работ должны быть вывешены плакаты с графическим изображением способов рытья траншеи и удаления грунта, строповки и установки армокаркасов, бетонолитных труб, процессов бетонирования. Резервуары для хранения химических добавок в глинистый раствор необходимо надежно закрывать. При устройстве грунтовых анкеров следует соблюдать те же правила техники безопасности, что и при производстве буровых работ.

Глава V. АНКЕРНЫЕ КРЕПЛЕНИЯ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Анкерные крепления — это устройства, предназначенные для передачи растягивающих усилий на глубокие слои грунта. Анкерное крепление состоит из следующих основных элементов

(рис. 68): рабочей части, закрепляемой в грунте за призмой обрушения, анкерной тяги, соединяющей рабочую часть анкера с ограждающей стенкой, стопорного устройства, закрепляющего тягу с ограждающей стенкой.

Анкерные крепления можно классифицировать по следующим показателям:

наклону к поверхности грунта (вертикальные, горизонтальные и наклонные);

способу их устройства (буровые, винтовые, забивные и комбинированные);

конструкции рабочей части анкера (цилиндрические, с уширением, устраиваемым инъекционным путем, разбуриванием, камуфлированием);

конструкции анкерной тяги (стержневые, трубчатые, из проволочных прядей, арматурных канатов и бурильных труб);

капитальности (временные и постоянные).

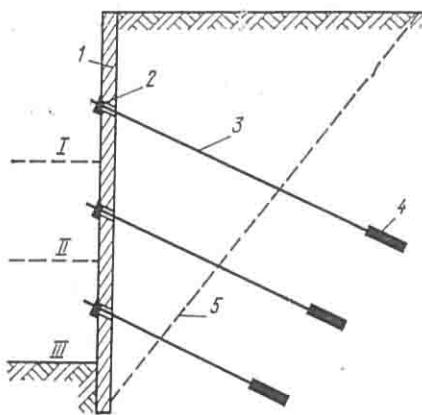


Рис. 68. Схема закрепления ограждающей стенки тремя ярусами наклонных анкеров при устройстве глубоких котлованов

1 — стена; 2 — стопорное устройство; 3 — тяга; 4 — рабочая часть анкера; 5 — линия скольжения призмы обрушения грунта; I, II, III — глубины разработки котлована соответственно для установки первого, второго и третьего ярусов анкеров

В настоящее время в строительной практике применяются главным образом предварительно-напряженные анкеры. Разнообразие конструкций анкеров позволяет применять их для всех грунтов, за исключением сильноожимаемых, глинистых (текучей консистенции), торфов, илов. Анкерные крепления целесообразно применять при устройстве котлованов, сухих доков, опускных колодцев, плотин и других заглубленных подземных

сооружений, при проходке тоннелей и шахт, а также для укрепления откосов, насыпей и склонов с целью предотвращения обвалов и оползней (рис. 69).

Анкеры при устройстве котлованов, ограждаемых монолитным или сборным железобетоном, по способу «стена в грунте», шпунтом или другими свайными конструкциями (рис. 69, а), чаще всего применяются при ограждениях широких котлованов, а также при строительстве в стесненных городских усло-

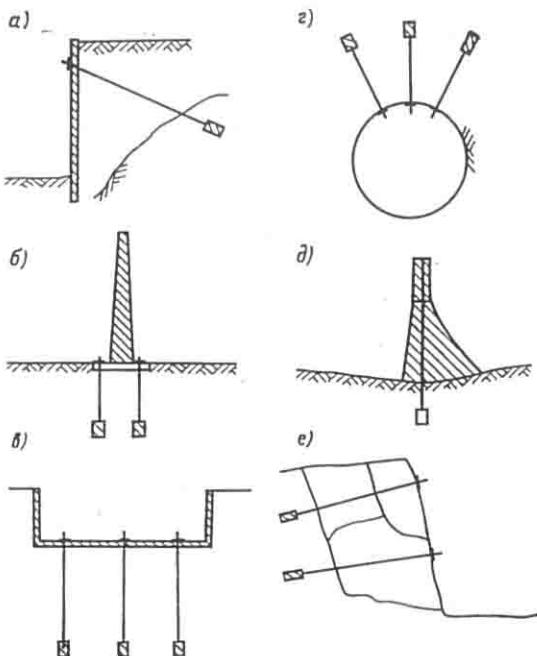


Рис. 69. Область применения анкерных креплений

виях, когда здания и сооружения расположены в пределах призмы обрушения.

Анкеровка ограждений, устраиваемых способом «стена в грунте», является одним из эффективных современных технических решений.

В настоящее время анкеры применяются для принудительного задавливания тонкостенных колодцев, опускаемых в тиксотропной рубашке [4, 20].

Тип и конструкция анкера выбираются по результатам технико-экономического сравнения различных вариантов с учетом гидрогеологических условий строительной площадки и капитальности возводимого сооружения.

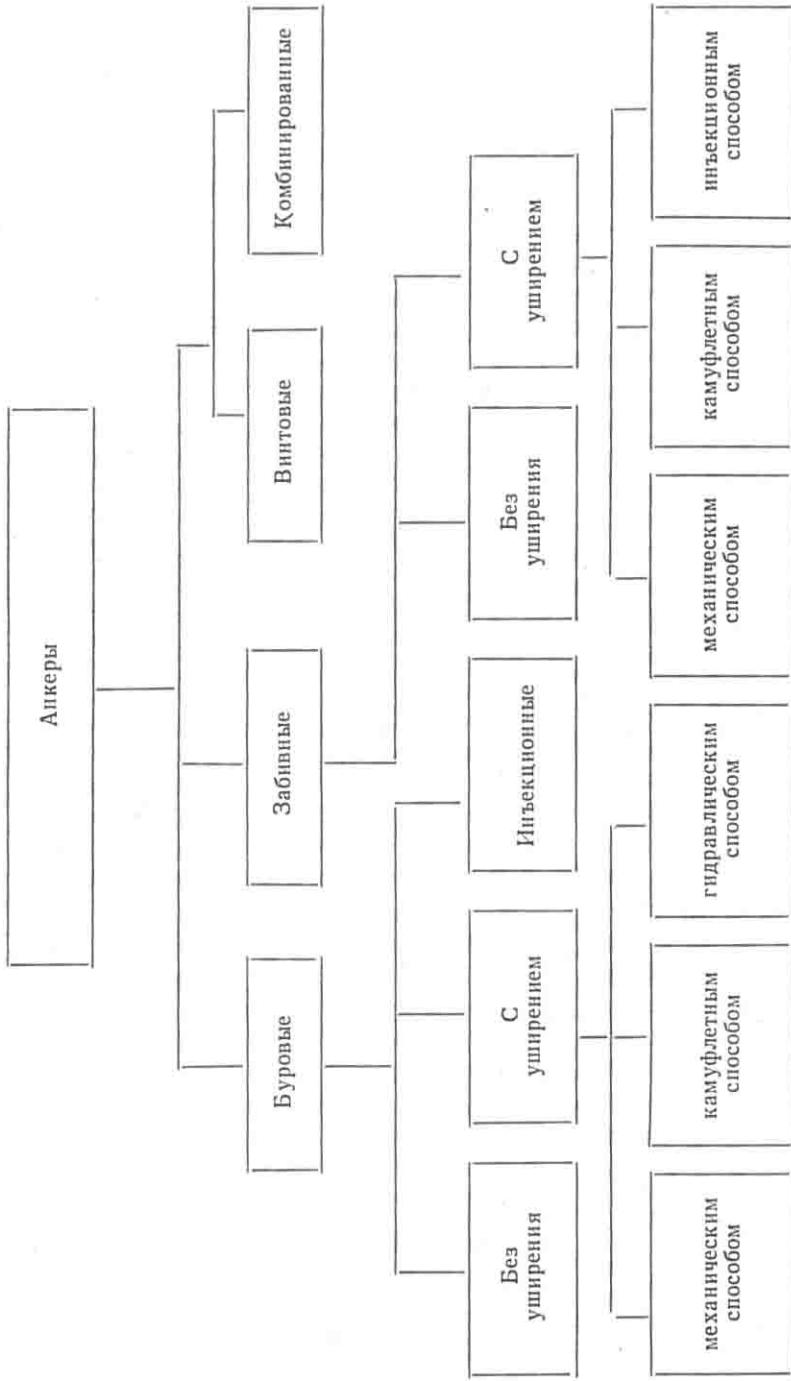


Рис. 70. Схема классификации анкеров

Скважины диаметром 600 мм бурили под глинистым раствором буровым станком УРБ-ЗАМ, затем их крепили обсадными трубами диаметром 530 мм. Последующее бурение скважины диаметром 500 мм осуществлялось через плотные глины до проектной отметки с промывкой водой. Тросы, входящие в рабочую часть анкера, очищали от ржавчины, промывали бензином и щелочью до полного обезжиривания, а тросы тяги анкера покрывали битумом с целью гидроизоляции. Рабочую часть анкера бетонировали способом ВПТ, при этом тросы пропускали внутри бетонолитной трубы. Сразу после бетонирования тросы для их выпрямления натягивались усилием 0,05 МН с выдержкой около суток. Результаты статических испытаний показали несущую способность анкеров от 1,9 до 2,5 МН (в последнем случае это соответствовало пределу прочности стали тросов).

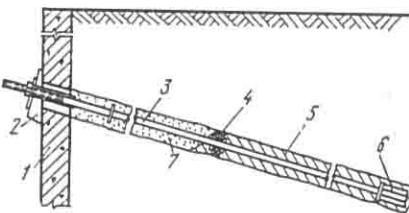


Рис. 71. Схема цилиндрического анкера, закрепляющего подпорную стенку

1 — стена; 2 — стопорное устройство; 3 — тяга; 4 — уплотнительный диск; 5 — цементно-песчаный раствор; 6 — анкеровка тяги в рабочей части анкера; 7 — песок

руются на нагрузки 0,3—3 МН. Диаметр рабочей части таких анкеров находится в пределах 200—600 мм, длина 6—20 м.

Анкеры с разбуренным уширением. Несущая способность анкеров обеспечивается в основном за счет сопротивления грунта по лобовой поверхности уширенной части ствола анкера. Диаметр уширения обычно делается в два-три раза больше диаметра ствола.

По своей конструкции эти анкеры разделяются на два типа — с уширителем, входящим в конструкцию анкера (рис. 72), и с уширением, разбуренным инвентарным уширителем. Первые применяются в песчаных грунтах, вторые — в глинистых. Номинальные размеры рабочей части анкеров составляют: диаметр ствола 200, а уширения 400 мм, длина рабочей части 4—6 м.

Анкерные тяги изготавливают из тех же материалов, что и цилиндрические анкеры. Несущая способность анкеров в зависимости от грунтовых условий составляет 0,15—1,5 МН. Технология устройства анкера с уширителем, представленная на рис. 72, состоит в следующем.

Вначале бурят скважину и заполняют ее на длину рабочей части анкера цементным раствором. Затем в скважину устанавливают анкерную тягу с уширителем, извлекают обсадную трубу за пределы разбуриваемой части и разбуривают уширение путем вращения тяги и подачи ее на забой, перемешивая песчаный грунт с цементным раствором. После этой операции скважину заполняют водопесчаной смесью, а обсадную трубу извлекают. Натяжение анкера и установка стопорного устройства выполняются после набора песчано-цементным раствором проектной прочности.

Такая конструкция анкера была испытана на опытном участке одной из станций Ленинградского метрополитена, строившейся открытым способом. Общий вид рабочей части анкера с уширителем диаметром 450 мм показан на рис. 73. Основные размеры анкера: длина 20 м, диаметр тяги 36 мм, угол наклона к горизонту 20° . Бурение скважины диаметром 200 мм в подленточных пылеватых суглинках выполнялось под глинистым раствором станком ЗИФ-500. Статические испытания показали предельную несущую способность такого анкера $P_{\text{пр}}=0,23 \text{ МН}$, которая для глинистых грунтов является достаточно высокой.

Инъекционные анкеры. Несущая способность анкера обеспечивается за счет объема грунта, закрепленного вокруг рабочей части анкера. Для закрепления грунта в нижнюю часть скважины подают цементный раствор под давлением до 2 МПа. В целях предотвращения утечки раствора вверх по скважине верхнюю часть анкера отделяют от рабочей части пробкой. Такие анкеры применяются в супесях и песчаных грунтах. Диаметр бурения ствола анкера составляет 150—200 мм, длина рабочей части 4—6 м. Анкерные тяги выполняются из тех же материалов, что и цилиндрические анкеры. Несущая способность анкеров обеспечивается в пределах 0,15—1,5 МН.

Существует несколько видов инъекционных анкеров, например, с резиновым пакером, цементной пробкой и буровой го-

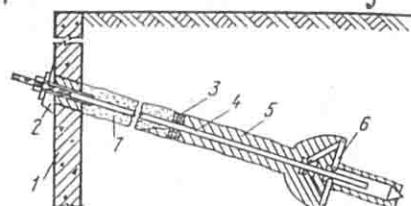


Рис. 72. Схема анкера с уширителем
1 — стена; 2 — стопорное устройство; 3 — уплотняющая шайба; 4 — тяга; 5 — цементно-песчаный раствор; 6 — уширитель; 7 — песок

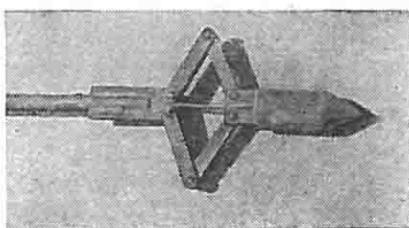


Рис. 73. Общий вид рабочей части анкера с уширителем

ловкой. Схема инъекционного анкера с резиновым пакером показана на рис. 74, а инъекционного анкера с цементной пробкой и буровой головкой — на рис. 75.

Технология изготовления инъекционного анкера с цементной пробкой состоит в бурении скважины, установке анкерной тяги с дисками уплотнения, устройстве посредством инъекционной трубы пробки из цементно-песчаного раствора в соотношении

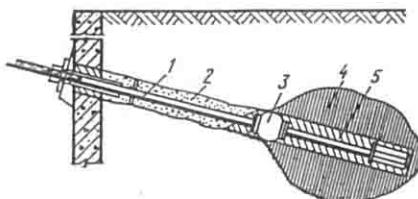
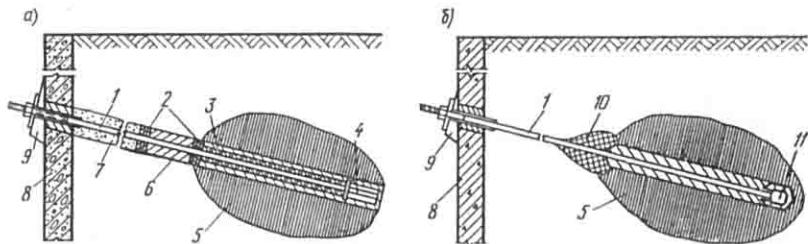


Рис. 74. Схема инъекционного анкера с резиновым пакером

1 — тяга; 2 — песок; 3 — резиновый пакер;
4 — грунт, закрепленный цементным раствором; 5 — зацементированная скважина

Рис. 75. Инъекционный анкер

a — с цементной пробкой; *b* — с буровой головкой; 1 — тяга; 2 — диск уплотнения; 3 — инъекционная труба с отверстиями; 4 — анкеровка тяги; 5 — зона закрепленного грунта; 6 — цементная пробка; 7 — песок; 8 — стена; 9 — стопорное устройство; 10 — грунтовая пробка; *II* — буровая головка



1 : 3 : 0,5 (цемент, песок, вода), изготовленного на основе расширяющегося портландцемента (РПЦ). Верхнюю часть скважины заполняют водопесчаной смесью. После твердения цементно-песчаного раствора пробки нагнетают цементный раствор в соотношении 1 : 0,5 : 0,001 (цемент, вода, мылонафт) в рабочую часть скважины под давлением до 2 МПа.

Инъекционный анкер с буровой головкой (рис. 75, *b*) не требует устройства цементной пробки, ее заменяют грунтовой пробкой. Подобные анкеры изготавливают без обсадных труб в такой последовательности: после бурения скважины на заданную глубину буровую головку обратным ходом возвращают на длину рабочей части анкера. Одновременно с перемещением буровой головки через инъекционную трубку заполняют скважину цементным раствором.

Вслед за этим верхнюю часть скважины заполняют песком, буровую головку вытягивают без вращения, в результате чего

образуется грунтовая пробка. Затем в скважину нагнетают цементный раствор под давлением до 2 МПа и буровую головку возвращают назад до забоя.

Буровая штанга такого анкера служит тягой, что существенно упрощает технологический процесс устройства анкерного крепления. Натяжение анкера и установка стопорного устройства выполняются после набора раствором проектной прочности.

Для сопоставления несущей способности описанных выше конструкций буровых анкеров и отработки технологии их устройства в 1973 г. ВНИИГС совместно с ЛО ГПИ Фундаментпроект и ЛСУ треста Промбурвод провел экспериментальные работы с шестью типами анкеров. Опыты проводили в следующих условиях.

Грунты на строительной площадке были представлены мелкозернистыми песками с объемной массой скелета 1,52 т/м³, влажностью 23,5%, углом внутреннего трения 31°, коэффициентом пористости 0,8, уровень грунтовых вод находился на глубине 7 м от поверхности грунта.

Для устройства скважин длиной 10 м и диаметром 151 мм под углом 45° применялся станок вращательного бурения ЗИФ-300М. В качестве материала тяги использовалась арматурная сталь класса А-III диаметром 40 мм. Длина рабочей части опытных анкеров составляла 4 м.

Были изготовлены три цилиндрических анкера, два с инвентарным уширителем и четыре инъекционных анкера, два из которых с резиновым пакером, один с цементной пробкой и один с буровой головкой.

Опытному применению резинового пакера предшествовали лабораторные испытания на прочность и эластичность, а также проверка надежности и герметичности крепления резины к штуцеру. В первом случае в пакер с перекрытым выходным клапаном от водопроводной сети подавалась вода под давлением 0,25 МПа (при этом диаметр пакера увеличивался примерно вдвое).

Во втором случае пакер испытывался под большим давлением в камере диаметром 300 мм, засыпанной песком для моделирования реальных условий.

При давлении 2,2 МПа заметного падения давления в пакере не наблюдалось, что свидетельствовало о достаточной герметичности его конструкции.

Испытания позволили сделать ряд выводов. Во-первых, наиболее надежен пакер, изготовленный из сырой резины по рецепту Ленинградского завода резинотехнических изделий. Во-вторых, нельзя применять отдельно скрутки и плоские хомуты для крепления рукава к штуцеру, так как они прорезают резину; наиболее удачной является конструкция из двух хомутов — круглого из проволоки диаметром 4 мм, обеспечивающего

целостность резины в месте ее расширения, и из полосового железа, создающего герметичность соединения.

Несущая способность инъекционного анкера с резиновым пакером зависит от объема грунта, закрепленного вокруг рабочей части ствола. Для обеспечения заданной несущей способности в нижнюю часть скважины под давлением подают цементный раствор, который, проходя через пакер, плотно прижимает его к стенкам скважины, причем благодаря входному и выходному клапанам внутри пакера создается давление, несколько большее, чем в рабочей зоне.

При устройстве такого анкера длина рабочей зоны принималась равной 4 м. Под давлением 4 МПа в скважину закачали 0,6 м³ цементного раствора. В соответствии с этим средний радиус инъекции составил 0,325 м при коэффициенте пористости песка, равном 0,8.

В инъекционном анкере с цементной пробкой роль пакера выполняла пробка из быстро твердеющего расширяющегося цемента, для фиксации которой служили поролоновые диски, установленные на анкерной тяге. Цементная пробка была сделана длиной 2 м. После ее твердения в 4-метровую рабочую зону закачали цементный раствор. Так как во время твердения пробки стенки скважины в рабочей зоне способны обрушиться, анкерную тягу предохраняли от возможного соприкосновения с грунтом перфорированной трубой диаметром 100 мм.

Инъекционный анкер с буровой головкой состоял из бурильных труб диаметром 50 мм и буровой головки диаметром 150 мм. Этот анкер совмещает в себе функции бурового инструмента и тяги. Он наиболее прост по конструкции и по технологии устройства. После забуривания анкера на заданную глубину с прямой промывкой водой анкер без вращения вытянули на 0,5 м при усилии 0,02 МН. В результате у заднего торца буровой головки образовалась уплотненная зона грунта — пробка, которая препятствовала проникновению подаваемого под давлением 4 МПа цементного раствора вверх по скважине. Объем цементного раствора составил 0,6 м³. В опытном анкере буровую головку опустили в первоначальное положение после инъекции раствора.

Для увеличения длины рабочей зоны инъекционного анкера задний торец буровой головки оснащают режущими элементами и совмещают вытягивание анкера с вращением. Одновременно в рабочую зону необходимо подавать цементный раствор с целью предотвращения обрушения стенок скважины. Для образования грунтовой пробки на последнем этапе анкер следует вытягивать без вращения.

Спустя 12 дней после устройства анкеров Ленинградским отделением Фундаментпроекта были проведены их испытания статической нагрузкой (см. табл. 10), которые показали, что наибольшей несущей способностью обладают инъекционные

Таблица 10

Вид анкера	Глубина заложения, м	Нагрузка, вызвавшая смещение на 1 см, МН	Упругая деформация разгрузки, см	Максимальная нагрузка, МН	Выход стержня при максимальной нагрузке, см
Цилиндрический	8,7	0,20	0,32	0,20	2,52
»	8,4	0,15	0,32	0,40	18,11
»	8,2	0,30	0,48	0,45	2,87
С инвентарным уширением	9,5	0,50	0,50	0,60	1,66
То же	10,0	0,30	0,60	0,40	3,55
С приваренным уширителем	10,0	0,45	0,69	0,68	4,17
Инъекционный с резиновым пакером	8,9	0,50	0,50	0,60	1,66
То же	10,4	—	—	0,65	0,89
То же, с цементной пробкой	10,5	—	—	0,45	4,01
То же, с буровой головкой	11,7	0,30	0,63	0,45	14,27

анкеры. К сожалению, для большинства анкеров по техническим причинам не была достигнута предельная нагрузка по грунту. Так, перемещения анкеров № 4, 7, 8 обусловлены лишь упругой деформацией тяги.

Сравнение перемещений анкеров с уширениями, цилиндрических (анкер № 2 можно считать достигшим предельной нагрузки по грунту), а также инъекционных показывает, что предельная несущая способность двух последних типов составит, по-видимому, 0,8—1 МН.

На основании проведенных опытов типы анкеров можно расположить в такой последовательности (в порядке ухудшения показателей): по степени наименьшей трудоемкости — инъекционный с буровой головкой; цилиндрический; с приваренным уширителем; с разбуренным уширением; инъекционный с цементной пробкой; инъекционный с резиновым пакером; по величине несущей способности — инъекционный; с уширением; цилиндрический.

Результаты экспериментов позволяют выделить наиболее рациональные типы анкеров для использования в песчаных грунтах — инъекционные с буровой головкой; с приваренным уширителем; инъекционные с резиновым пакером и цементной пробкой; в глинистых — с разбуренным уширением; цилиндрические.

Рекомендуемые конструктивные схемы заделки тяги из стержневой арматуры класса А-В в рабочей части анкера и стопорного устройства на удерживаемой конструкции приведены в приложении 2.

§ 2. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНКЕРНЫХ КРЕПЛЕНИЙ

При проектировании ограждающих конструкций, удерживаемых анкерными креплениями, расчет анкеров включает в себя определение их длины из условия общей устойчивости сооружения и несущей способности грунта основания и материала тяги анкера.

Выбирая длину анкеров, необходимо исходить из следующих условий:

рабочую часть анкера следует располагать за призмой обрушения массива грунта;

расчетное усилие анкера должно быть обеспечено его несущей способностью;

общая устойчивость сооружения должна быть обеспечена при прохождении поверхности скольжения по центру рабочей части анкера.

Используемый за рубежом метод Кранца [77] предусматривает определение длины и усилия анкера для заанкерованной

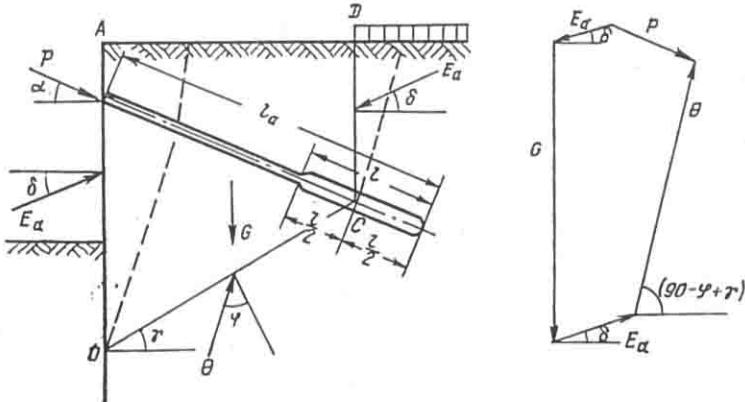


Рис. 76. Схема расчета длины и усилия анкера по методу Кранца
 l_a — полная длина анкера; l — длина рабочей части

стенки одним рядом анкеров. Определяющим условием является устойчивость стенки по так называемой нижней разрушающей плоскости (рис. 76), проходящей через центр рабочей части анкера и теоретическую точку O заделки низа стены в массиве грунта.

Длина анкера будет достаточной, если обеспечено статическое равновесие между активным давлением грунта E_a на стену, активным давлением грунта E_d на фиктивную плоскость CD , веса призмы грунта G над нижней разрушающей плоскостью OC и силой реакции Q этого веса и нагрузки от анкера.

Наклон анкера выбирается из условий достаточного его заглубления в несущем слое грунта и отсутствия там подземных сооружений и коммуникаций.

Расчету несущей способности анкеров, передающих усилия на глубокие слои грунта, посвящены работы В. С. Христофорова [49], Л. Г. Мариупольского [22], К. Терцаги [34], Мейергофа [60], Г. Шнебели [69].

Перемещения анкеров от действующих на них нагрузок необходимо определять при расчете конструкций по второму предельному состоянию, а также при расчете ограждающих стенок как статически неопределеных конструкций. Решения по определению перемещений анкеров даются в работах Н. Н. Фотиевой и В. А. Лыткина [38], Л. Н. Репникова и М. И. Горбунова-Посадова [29], Ф. М. Савченко [31].

Исследования несущей способности анкеров, проведенные во ВНИИГСе, позволили рекомендовать приближенный способ расчета буровых анкеров с использованием указаний СНиП II-Б. 5-67*.

Расчет ведется при условии, что

$$N \leq P,$$

где N — расчетная нагрузка на анкер, определенная при проектировании сооружения; P — несущая способность анкера.

Расчет основания анкера. Несущая способность основания определяется:

- для бурового цилиндрического анкера — расчетным сопротивлением грунта по боковой поверхности;
- для бурового анкера с уширением — расчетным сопротивлением грунта по лобовой и боковой поверхностям;
- для инъекционного анкера — расчетным сопротивлением грунтов по лобовой и боковой поверхностям.

Несущая способность грунта по боковой поверхности

$$P_6 = k m u \sum f_i^n l_i, \quad (13)$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 11; k — коэффициент однородности грунта, равный 0,6; u — периметр, определяемый по диаметру скважины анкера или инъекционной зоны; f_i^n — нормативное сопротивление грунта по боковой поверхности, принимаемое в соответствии со СНиП II-Б.5-67*, приведенное в приложении 3; l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола анкера, находящегося в грунте.

Несущая способность грунта основания по лобовой поверхности анкера:

$$P_L = k m (A C^u + B \gamma h) F, \quad (14)$$

где A, B — безразмерные коэффициенты, принимаемые в зависимости от нормативного значения угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне (принимающегося к лобовой поверхности уширения слоя грунта толщиной, равной диаметру уширения d); C^u — нормативное значение удельного сцепления глинистого или песчаного грунтов в рабочей зоне по СНиП II-15-74; γ — объемная масса грунта; h — глубина заложения центра уширения от дневной по-

Таблица 11

Вид анкера	Коэффициент m для			
	песков	супесей	суглинков	глины
Цилиндрический, в том числе с уширением	0,6	0,5	0,5	0,5
Инъекционный	1	1	1	—

верхности, а при планировке территории — от планировочной отметки *; F — рабочая площадь уширения за вычетом площади сечения тяги.

Нормативный угол внутреннего трения грунта в рабочей зоне,	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
град												
A	7,1	7,7	8,6	9,6	11,1	13,5	16,8	21,2	26,9	34,4	44,6	59,6
B	2,8	3,3	3,8	4,5	5,5	7,0	9,2	12,2	16,5	22,5	31,0	44,4

Расчетный радиус рабочей части инъекционного анкера

$$R = \sqrt{[(1+\varepsilon)V : (\varepsilon l)]}, \quad (15)$$

где V — объем закачанного раствора, м^3 ; ε — коэффициент пористости грунта; l — длина рабочей зоны, м.

Расчет конструкции анкера. В качестве материала для анкерных тяг следует использовать высокопрочную проволоку или стержневую арматурную сталь классов А-IV и А-V. За расчетное сопротивление стальной тяги анкера необходимо брать сопротивление при расчете на прочность стальной арматуры по табл. 4 и 5 СНиП II-В.1—62 *.

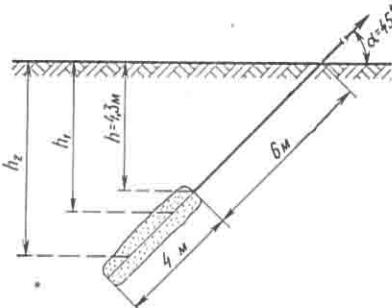


Рис. 77. Схема к примеру расчета анкера

Пример расчета. I. Требуется определить несущую способность бурового инъекционного анкера (рис. 77) при диаметре скважины 0,15 м. Длина рабочей зоны составляет 4,0 м, свободная длина — 6,0 м, объем инъекционного раствора — 0,6 м^3 , угол наклона оси анкера к горизонту $\alpha=45^\circ$. Грунт — песок средней плотности. Характеристика грунта: коэффициент пористости $\varepsilon=0,8$; нормативный угол внутреннего трения $\Phi^n=34^\circ$; объемная масса $\gamma=0,018 \text{ МН}/\text{м}^3$; параметр линейности песка $C^n=0,004 \text{ МН}/\text{м}^2$.

Радиус инъекционной зоны определяем по формуле (15):

$$R = \sqrt{[(1+0,8)0,6 : 0,8 \cdot 3,14 \cdot 4]} = 0,325 \text{ м.}$$

Несущую способность анкера по грунту вычисляем по формулам (13) и (14). Известно, что $k=0,6$; $m=0,8$. Находим по приложению 3 при глубине

* Глубина заложения центра уширения для рыхлых песков и глин должна быть не менее $4d$, для плотных песков — не менее $8d$.

$h_t=4,96$ м, $f_i^n=0,054$ МН/м²; по табл. 11 $m=1$, для $\varphi^n=34^\circ$ $A=44,5$; $B=31,0$, отсюда

$$P=0,6 [3,14 \cdot 2 \cdot 0,325 (2,0 \cdot 0,052 + 2,0 \cdot 0,054) + (44,6 \cdot 0,004 + 31,0 \cdot 0,018 \times 4,3) \cdot 3,14 (0,325^2 - 0,02^2)] = 0,7 \text{ МН}.$$

II. Требуется определить несущую способность бурового анкера с уширением (см. рис. 72). Диаметр скважины 0,15 м, диаметр уширения 0,45 м. Угол наклона анкера к горизонту 45° . Грунт — песок средней плотности. Физико-механические характеристики песка те же, что и в примере I.

Рабочая площадь уширения

$$F=0,159-0,012=0,147 \text{ м}^2.$$

Несущую способность анкера по грунту вычисляем по формулам (13) и (14), где $k=0,6$; $m=0,8$; $n=0,471$; $t=0,6$. По приложению 3 при $h=8,8$ м $f^n=0,064$ МН/м². Длина рабочей части анкера 4,0 м; $\varphi=34^\circ$; $A=44,6$; $B=31$. Глубина расположения уширения $h=10$ м.

$$P=0,6 \cdot 0,6 \cdot 0,471 \cdot 0,064 \cdot 4 + 0,6 \cdot 0,6 (44,6 \cdot 0,004 + 31,0 \cdot 0,018 \cdot 10) 0,1478 = 0,354 \text{ МН}.$$

По статическим испытаниям максимальная нагрузка, приложенная к анкеру, составляет 0,6 МН.

III. Требуется определить несущую способность бурового анкера с уширителем (см. рис. 72). Диаметр скважины 0,2 м, диаметр уширения 0,45 м. Угол наклона скважины к горизонту 20° . Длина анкера 20 м, длина рабочей части 4,5 м, грунты — суглинок подленточный тяжелый и мягкопластичный, $u=0,022$ МН/м³; $\varphi=25^\circ$; $C^n=0,03$ МН/м²; показатель консистенции $B=0,5$.

Несущая способность анкера определяется по формулам (13) и (14):

$$P=0,6 \cdot 0,6 \cdot 0,628 \cdot 0,0245 \cdot 4,5 + 0,6 \cdot 0,5 (15 \cdot 0,03 + 8 \cdot 0,022 \cdot 6,8) 0,1478 = 0,074 \text{ МН}.$$

По статическим испытаниям, предельная нагрузка составила 0,23 МН.

§ 3. ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ УСТРОЙСТВА АНКЕРОВ

При закреплении ограждающей конструкции глубокими буровыми анкерами необходимо выполнить следующие операции: бурение с проходкой обсадными трубами (в случае неустойчивых грунтов), установку анкеров в скважины, цементацию скважин или разбуривание уширений и натяжение анкеров на закрепляемой конструкции. Успех устройства анкерных креплений определяется правильным выбором метода бурения и буровой установки.

Общие требования к буровой установке для устройства скважин могут быть сформулированы следующим образом:

наличие достаточной мощности для бурения скважин в любом желаемом месте;

наилучшая проходимость установки на гусеничном ходу;

расположение центра тяжести установки на возможно более низком уровне (с учетом бурения скважин под малым углом);

компактность установки для возможности ведения работ в стесненных условиях;

возможность производить работы под любым углом от вертикального до горизонтального;

достаточный запас мощности установки, но ограниченный габарит;

способность выполнения как можно больших способов бурения, например вращательного и шнекового;

наличие глушителей при проведении работ в городских условиях в целях ограничения шума.

За рубежом наиболее широкое применение нашел способ вращательного бурения, поскольку он позволяет осуществлять проходку скважин в самых разнообразных грунтовых условиях.

Для устройства анкеров используется специальное оборудование. На рис. 78 представлен общий вид бурового станка фирмы «Атлас Копко».

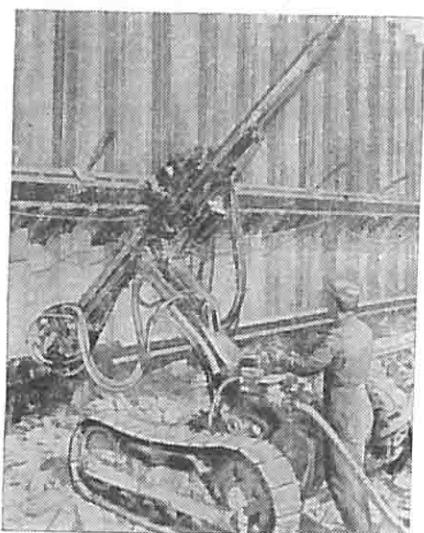


Рис. 78. Станок фирмы «Атлас Копко»

менять другими в зависимости

ROC 600BB, ES3 и ROC 601E56 используются комбинации ударного и вращательного видов бурения. Их применяют при устройстве анкеров в разнообразных грунтовых условиях.

Буровые станки имеют обсадные трубы с коронкой и штангу с крестообразным наконечником. Коронка и наконечник армированы твердыми сплавами.

При бурении скважины штанга с наконечником опережает обсадную трубу. Вынос породы осуществляется водой, подаваемой в забой под большим давлением. Штанги и обсадные трубы удлиняют с помощью муфтового соединения. Во время проходки скважин головки буров можно заменять другими в зависимости от вида прорезаемого грунта.

Технические характеристики станка фирмы «Атлас Копко»

Диаметр бурения, мм	62; 88; 125
Глубина „ соответственно, м	50; 40; 20
Угол наклона к горизонту, град	0 — 90

Станок фирмы «Хаусгер — Франс» НВМ 12 К/НУ (рис. 79) предназначен для устройства буровых анкеров. Он представляет собой установку вращательного бурения на гусеничном ходу с гидравлическим приводом механизмов подачи.

Технические характеристики станка фирмы «Хаусгер — Франс»

Диаметр бурения, мм	52; 65; 95; 80; 105; 120; 250
Угол наклона бурения, град	0 — 90

Существует пять модификаций станков в зависимости от диаметра бурения.

Фирма «Зальцгиттер» (ФРГ) выпускает буровые станки на гусеничном ходу модели АВ-403.

Фирма «Хэндс — Ингленд Дриллинг Лимитид» (рис. 80) выпускает станок Дриллмастер 36/80Н-Т шнекового бурения на-

клонных скважин. Этот станок имеет диаметр шнека 110 мм, а обсадной трубы — 140 мм.

Технические характеристики станка АВ-403

Диаметр бурения, мм	90 — 130
Угол наклона бурения, град	0 — 90

В нашей стране разрабатывается ударное, вибрационное и буровое оборудование, специально предназначенное для устройства глубоких анкеров. ВНИИГС и СКБ ВНИИМС совместно

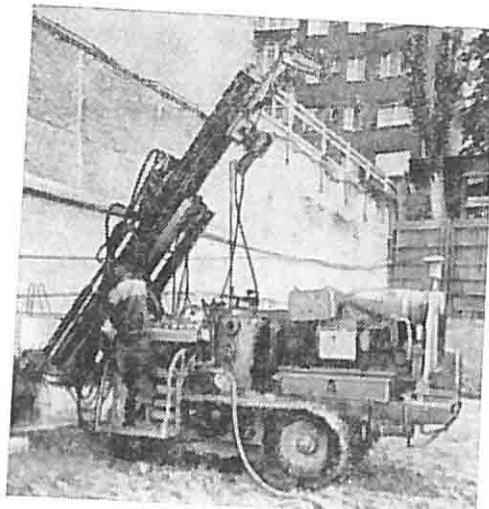


Рис. 79. Станок фирмы «Хаусгер-Франс»

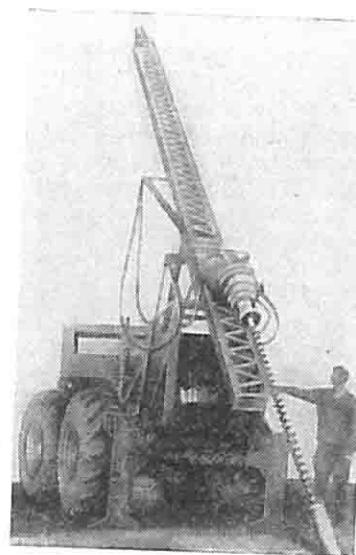


Рис. 80. Станок фирмы «Хэндс-Ингленд Дриллинг Лимитид»

с трестом Гидроспецфундаментстрой разработали проект комплекса оборудования для их устройства. Установка состоит из бурового станка (УЛБ-130) на гусеничном ходу *, оборудования для приготовления и нагнетания цементного раствора и для натяжения анкера после установки его в скважину.

Скважину бурят шнековой колонкой, одновременно обсаживая скважины обсадными трубами, состоящими из секций длиной по 1 м. Наращивание шнековой колонны и обсадных труб механизировано. Привод всех механизмов станка гидравлический. Натяжение анкера осуществляется гидравлическим домкратом, смонтированным на автопогрузчике.

* Буровой станок УЛБ-130 разработан институтом ВИОГЕМ.

Технические характеристики установки

Максимальный диаметр бурения, мм	200
Глубина бурения, м	30
Угол бурения скважины, град	0—90

Трест Гидроспецфундаментстрой и другие организации используют для устройства глубоких анкеров пневмопробойники, изготавливаемые Одесским заводом строительных машин.

Технические характеристики отечественных буровых станков, рекомендуемых для бурения скважин при устройстве анкеров, приведены ниже.

Технические характеристики буровых станков

	ЗИФ-300М	СВА-500	УКБ-200/300	СНБ-2 (шнек)
Глубина бурения, м	300	500	300	25
Диаметр, мм	132	151	132	150
Угол наклона скважины к горизонту, рад	1,305—1,566	0—6,28	0—6,28	1,044—1,566
Ход шпинделя, мм	430	400	500	—
Частота вращения шпин- деля, с ⁻¹	2—8	1,73—16,92	1,833—13,580	—
Мощность электродвига- теля, кВт	17	22	13	40—15
Буровой насос	НГР-250/50	ГРН-16/40	НБ-11	—
Габарит станка, мм	2336×1100×1944	1670×1130×1620	2290×890×1485	—
Масса станка, кг	1380	1112	1115	1000

Цементный раствор, предназначенный для заполнения скважины после установки в нее анкера, можно приготовлять в передвижных растворосмесителях отечественного производства.

Технические характеристики растворосмесителей

	С-635	С-220А	С-289А
Объем готового замеса, м ³	0,065	0,125	0,25
Емкость смесительного ба- рабана по загрузке, м ³	0,080	0,150	0,325
Частота вращения лопаточ- ного вала, с ⁻¹	0,5160	0,5162	0,4160
Мощность электродвигателя, кВт	2,2	2,8	4,5
Габарит, мм	2975×730×1105	1340×1495×1690	1775×2180×2140
Масса, кг	360	840	1430
Средняя производительность по готовому раствору, м ³ .с	0,00042	0,00070	0,00140

Для нагнетания цементно-песчаных растворов в скважину применяются диафрагмовые насосы различной производительности с давлением 1—1,5 МПа, а для инъецирования цементного раствора в грунт — насосы, входящие в состав буровых установок. Технические характеристики растворонасосов, выпускаемых в нашей стране, приведены в главе III.

Для натяжения анкерных тяг могут быть использованы домкраты. Учитывая значительную деформацию арматуры анкерной тяги, необходимо применять домкраты с перехватом, а также иметь два типа зажимов для присоединения арматуры к домкрату и для ее закрепления после натяжения.

*Технические характеристики домкратов для натяжения
анкеров*

	ДС-63-315	СМ-337
Максимальное тяговое усилие, МН	0,63	0,5
Ход поршня, мм	315	150
Диаметр натягиваемой арматуры, мм	28 — 40	16 — 42 (стержни заканчиваются резьбой М6 — М42)
Габарит, мм	1000×230×250	266×370×600
Масса, кг	84	69
Арматура, рекомендуемая для натяжения	стержневая, проволочная, прядевая	—

В настоящее время в нашей стране построен ряд сооружений с анкерными креплениями: подземная часть гаража в Москве, насосная станция в Ярославле и др.

Глава VI. ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 1. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО ТЕХНОЛОГИИ «СВЕРХУ—ВНИЗ»

Освоение способа «стена в грунте» при устройстве заглубленных несущих стенок большой глубины (20 м и более) в различных гидрогеологических условиях позволило перейти к технологии строительства заглубленных подземных помещений новым способом, получившим название «сверху—вниз». Он нашел широкое распространение за рубежом и является в настоящее время основным методом строительства многоэтажных подземных сооружений и помещений. Основная его особенность в том, что монтаж перекрытий осуществляется не после того, как полностью открыт котлован между стенками, а поэтажно, по мере углубления котлована. В широком (более 15—20 м) котловане горизонтальные балки каркаса перекрытия, используемые в качестве распорок, имеют большую длину, поэтому необходимо устройство промежуточных опор, заглубленных в грунт ниже дна котлована и обеспечивающих продольную устойчивость балок. Для устройства опор применяют буровые сваи.

Работы способом «сверху—вниз» ведутся в том порядке, как это указано на рис. 81. Одновременно с возведением стен в грунте изготавливаются буровые сваи. После сооружения стен по всему периметру устраивается верхний железобетонный армированный пояс, связывающий отдельные захватки стены. В пояс закладывают детали для установки и крепления балок верхнего перекрытия. Далее вынимают грунт до отметки низа перекрытия первого этажа. Затем монтируют балки перекрытия первого этажа. При необходимости балки поддерживаются колоннами, опирающимися на буровые сваи, после этого грунт вынимают на высоту следующего этажа и укладывают балки перекрытия. Последним устраивается днище сооружения.

В ряде случаев, исходя из больших размеров ограждаемого котлована, с учетом гидрогеологических условий целесообразно закреплять стены с помощью глубоких наклонных анкеров.

Таким образом, возведение многоэтажного подземного помещения состоит из повторяющихся циклов, включающих все работы последовательного устройства каждого этажа помещения.

На рис. 82 показан общий вид устройства котлована, устойчивость стенок которого обеспечивается четырьмя рядами наклонных анкеров.

Существует и другое решение: скважины для опор колонн заменяют на траншеи, отрываемые грейфером на длину его раскрытия, с последующим заполнением траншес тощим бетоном и заделкой в него колонны. Это позволяет иметь на строительной площадке один механизм для устройства стенки и глубокой опоры.

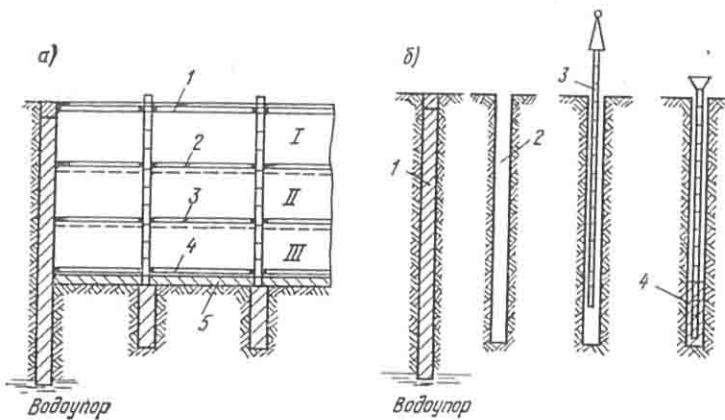


Рис. 81. Последовательность производства работ по технологии «сверху — вниз»

а — проведение работ «сверху — вниз»; I, II, III — слои экскавации грунта; 1—4 — междуэтажные перекрытия, воспринимающие боковое давление грунта; 5 — днище, работающее как фундамент; б — устройство буровых опор; 1 — стена в грунте; 2 — устройство буровой скважины; 3 — установка металлического каркаса; 4 — бетонирование низа колонны методом ВПТ

Рассмотрим работы, которые входят в устройство одного этажа подземного помещения, после того как закончено возведение несущих стен в грунте и смонтированы каркасы колонн.

В первую очередь вынимают грунт из котлована на глубину первого этажа. Как правило, при этом глубина не превышает 3—4 м, и ограждающие стены не требуют каких-либо устройств для обеспечения их устойчивости. После этого монтируют каркас перекрытия и пола первого этажа. Таким образом, получается жесткий каркас, воспринимающий горизонтальные усилия от давления наружных стен. Через окна размером 4×6 м (в плане), устраиваемые в каркасе, продолжают дальнейшую выемку грунта до отметки низа перекрытия второго этажа и монтаж каркаса перекрытия. Последующие перекрытия устанавливаются аналогично.

Технология устройства буровой опоры (одно из возможных решений) представлена на рис. 81, б. После бурения скважины, диаметр которой обычно принимается равным 60—80 см, бетонируют опорную часть ниже дна сооружения методом ВПТ. Верх бетонного заполнения доводят несколько выше днища сооружения, а длину заделки определяют расчетом. Если буровые опоры используются только для монтажа перекрытий, их рассчитывают на вес монтируемого каркаса.

Как правило, при работе «сверху — вниз» каркас собирают из металлоконструкций, которые в дальнейшем входят в армо-



Рис. 82. Общий вид котлована, огражденного «стенами в грунте», закрепленными четырьмя рядами наклонных анкеров

каркас железобетонных конструкций. Колонны, опирающиеся на бетонное основание, могут устраиваться из четырех вертикальных стоек (из профильного металла), жестко соединенных между собой решеткой. К колоннам заранее крепят закладные детали междуэтажных перекрытий. Размер сечения колонны может быть принят 40×40 см при скважине диаметром 60 см.

При выборе технологии производства земляных работ существенное значение имеют площадь и ширина подземного сооружения, которые можно условно разделить на широкие и узкие. В сооружениях, имеющих значительную ширину и длину, разработку и транспортирование грунта можно вести теми же способами, которые применяются при устройстве открытых котлованов с откосами, где грунт разрабатывают землеройными машинами, грузят в самосвалы и прямо со дна котлована отвозят на свалку. В большом котловане, огражденном стенами

в грунте, вдоль одной или двух стен устраиваются пандусы, которым придается уклон от 1:5 до 1:8.

При разработке грунта в котловане, огорожденном высокими вертикальными стенками, когда грунт приходится поднимать на поверхность грузоподъемными машинами, процессы рыхления и эвакуации грунта обычно разделяются. При использовании бульдозеров процесс рыхления совмещают с местным перемещением грунта к штабелю, из которого разрыхленный грунт грейфером или ковшами грузится в автомашины.

Основным способом отвода грунтовых вод и верховодки является устройство кюветов со сбором воды в зумпфах, из которых ее периодически откачивают обычными насосами малой производительности. Водоотлив должен быть опережающим, рассчитанным на осушение слоя грунта толщиной около 2 м. При большом водонасыщении и малом коэффициенте фильтрации грунта опережающий водоотлив осуществляется из нескольких буровых скважин с помощью глубинных насосов. Для этой цели удобно использовать отдельные скважины, предназначенные для устройства буровых свай (колонн).

При работе машин и механизмов в стесненных условиях, в особенности в узких котлованах, колонны, распорки и другие конструкции, возводимые до или во время производства земляных работ, препятствуют свободному движению бульдозеров, погрузчиков и др. Опыт показал, что при шаге колонн не менее 4×4 м эти препятствия незначительны и для работы могут применяться обычные землеройные машины.

Иногда при устройстве широкого подземного помещения большой площади его разбивают дополнительными стенами в грунте на несколько помещений с параллельными стенами, перекрытыми однопролетными конструкциями. Этот способ экономически оправдан, если стены в грунте опираются на скалу или другой твердый грунт и если они используются как фундаменты стен надземной части здания.

Как видно, технология «сверху — вниз» достаточно рационально решает задачу возведения многоэтажных подземных помещений, используя конструкцию перекрытий сооружения или анкера как временные устройства, обеспечивающие устойчивость ограждающих стен в период строительства.

§ 2. ОПЫТ ВОЗВЕДЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПО ТЕХНОЛОГИИ «СВЕРХУ—ВНИЗ»

За рубежом способом «стена в грунте» ежегодно возводят километры стен в грунте [76, 81]. Эти работы выполняются как крупными компаниями («Солетанш», «Франки», «Фондайдайл» и др.), так и специализированными организациями, входящими в общестроительные тресты. Организации, ведущие строительство способом «стена в грунте», имеют соответствующее обору-

дование, позволяющее ограждать котлованы водонепроницаемыми стенами, возводить фундаменты и другие специальные сооружения. В комплект такого оборудования входят машины для рытья траншей, приготовления глинистого раствора и бетонной смеси, бетононасосы для укладки бетона и бетонирования методом ВПТ и крановое оборудование для монтажа сборных конструкций и арматурных каркасов. Кроме этого, используются буровые станки для наклонного бурения скважин при устройстве анкеров, домкраты для их натяжения, станки для разбуривания и дробления твердых вкраплений в грунте, оборудование для инъектирования и другие вспомогательные механизмы.

Подземные сооружения, ограждающие конструкции которых возводятся как стена в грунте способом «сверху — вниз», можно подразделить на следующие типы:

подземные помещения с прямолинейными стенами, удерживаемыми распорками, междуэтажными перекрытиями или контрфорсными конструкциями; подземные помещения с прямолинейными стенами, удерживаемыми наклонными буровыми анкерами;

стены в грунте, ограждающие территории большой площади, за которыми отрывают котлован и где устраивают подземную часть сооружения.

Рассмотрим некоторые примеры строительства. Гараж шириной 15,5 м и длиной 306 м под бульваром Мальшерб в Париже (рис. 83) расположен вдоль продольной оси бульвара шириной 22 м. Он имеет пять этажей высотой 2,5—2,75 м каждый и рассчитан на 1000 автомашин. Стены гаража возводились методом «стена в грунте». Междуэтажные перекрытия представляют собой рамы из монолитного железобетона; стойки рам крепятся к ограждающим продольным стенам. Строительство осуществлялось по технологии «сверху — вниз». После устройства верхнего перекрытия было восстановлено движение по бульвару, а затем сооружались следующие этажи гаража. Общий срок строительства составил 12 месяцев.

Подземная автомагистраль в Париже (рис. 84) длиной около 2,5 км проложена под улицами, парками и озером. Каждая полоса движения автомашин имеет ширину 15 м, расстояние между стенами составляет 38 м. Вследствие большого пролета балки верхнего железобетонного перекрытия опираются на колонны и буровые опоры. Стены толщиной 60 см заделаны на 2 м в глинистый водоупорный слой грунта. Это обеспечило полную гидроизоляцию тоннеля, расположенного более чем на половину его высоты ниже уровня грунтовых вод. На одном из участков тоннель выполнен двухэтажным, наземная площадка перекрытия и верхний этаж используются как временная стоянка автомашин.

Оригинальным примером строительства является гараж в Женеве (рис. 85) в русле р. Роны. Он занимает 1,28 га, имеет размер в плане 65×128 м и рассчитан на размещение 1450 автомобилей. Четырехэтажный гараж полностью заглублен в грунт,

так что его потолочное перекрытие расположено на одном уровне с дном р. Роны, над крышей гаража находится слой воды толщиной от 2,5 до 5,0 м. Основанием днища гаража является

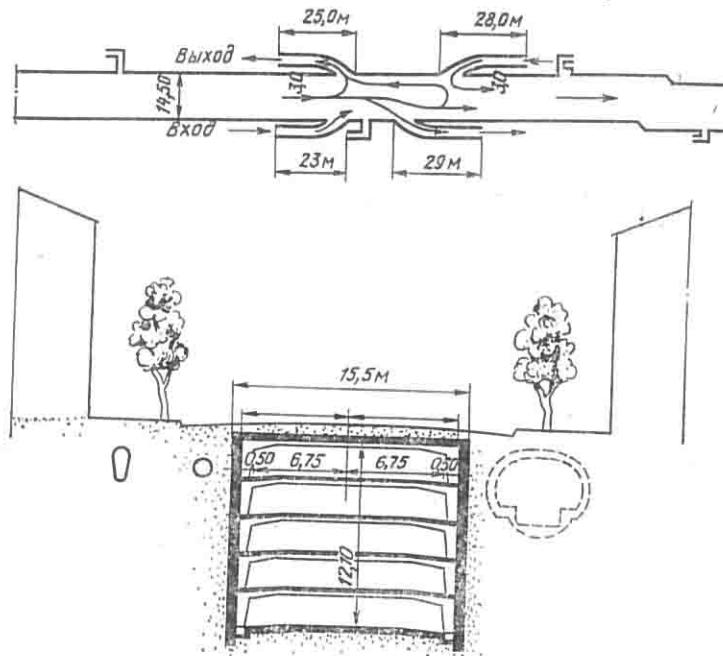


Рис. 83. Гараж под бульваром Мальшерб с пандусом

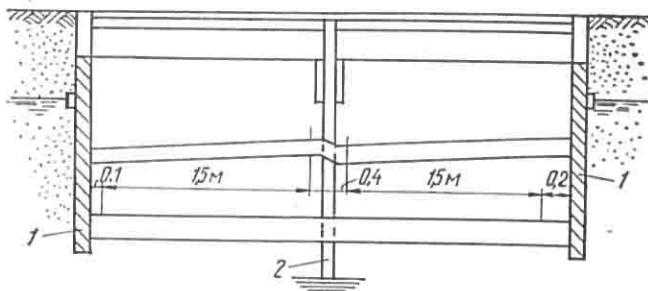


Рис. 84. Подземная автомагистраль в Париже
1 — стена в грунте; 2 — промежуточная опора

мощный слой плотной глины. Подземное помещение гаража ограждено сплошной стенкой, заглубленной в водоупор способом «стена в грунте», которая устраивалась в котловане за двухрядной шпунтовой перемычкой. Длина стены в грунте составляет 400, ширина 0,9 и глубина 15,8 м.

Значительный интерес представляет строительство многоэтажного здания в Париже, которое продолжает галерею Лафайет с 9-этажным подземным гаражом (рис. 86). Строительство осуществлялось в сложных условиях большого города

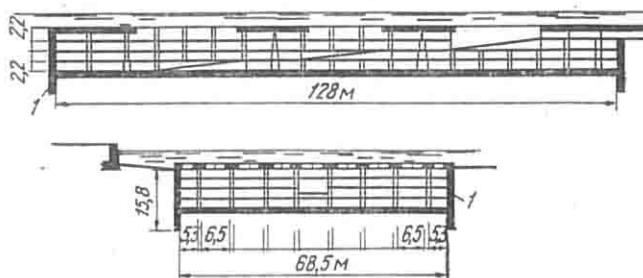


Рис. 85. Гараж под р. Роной в Женеве
1 — стены в грунте

с интенсивным движением транспорта; стройплощадка со всех сторон была окружена улицами с высокими зданиями, причем останавливать движение городского транспорта запрещалось.

Решение было найдено за счет ограждения котлована по всему периметру стенами глубиной 24 м и возведения способом

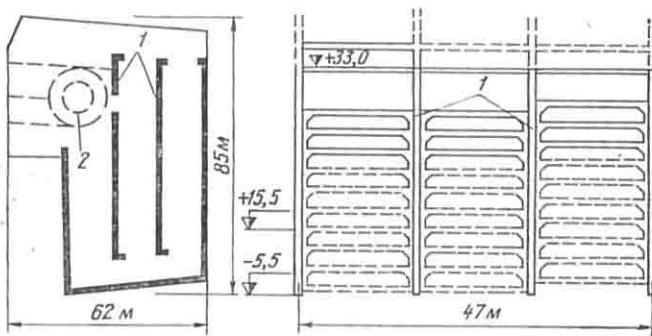


Рис. 86. Высотное здание галерей Лафайет
1 — стены в грунте; 2 — спиральный пандус

«стена в грунте» внутренних стен и ограждений спиральной рампы для въезда и выезда автомашин. Строительство подземного и наземного помещений велось одновременно вниз и вверх. Поскольку подземные стены опирались на скалу, их использовали как фундаменты для надземного сооружения.

Как пример возведения подземного помещения большой ширины, когда вместо временных распорок для обеспечения устойчивости стен в грунте использовались пространственные

стальные конструкции здания, можно привести устройство глубокого фундамента 34-этажного здания в Сан-Франциско (рис. 87). Котлован размером 85×89 м, глубиной 15 м был огражден стенами толщиной 0,984 м, доведенными до водопора. В котловане была устроена сплошная бетонная фундаментная плита толщиной 2,1 м.

Работы проводились в очень трудных гидрогеологических условиях, при наличии значительного слоя слабых илистых грунтов, в которых встречалось большое количество старых деревянных свай. Для удержания ограждающих стен использовалась система распорок, изображенная на рис. 88. Из рисунка видно, что стены сверху удерживались двумя ярусами горизонтальных балок, представляющими в собранном виде простран-

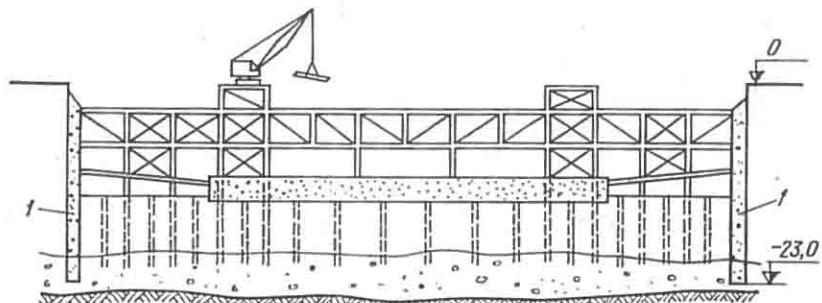


Рис. 87. Схема устройства глубокого фундамента 34-этажного здания в Сан-Франциско
1 — стена в грунте

ственную ферму, опирающуюся на вертикальные металлические стойки. Общий вид временных креплений, так же как и нижняя часть котлована с временными распорками на период бетонирования днища, показаны на рис. 88.

Для защиты горизонтальных (напряженных) стальных балок от случайных ударов при работе грейфером и от ударов монтируемыми конструкциями необходимо было предпринимать специальные меры. Все работы обслуживались двумя кранами, расположеннымными на двух эстакадах.

Для иллюстрации зарубежного опыта применения стен в грунте, устойчивость которых обеспечивалась буровыми наклонными анкерами, приводим два примера устройства ограждений открытых котлованов большой площади в Нью-Йорке и Париже.

Здания торгового центра в Нью-Йорке представляют собой два 110-этажных корпуса, опирающихся на цокольную часть, заглубленную ниже дневной поверхности на глубину до 22 м. На рис. 89 показан общий вид сборки металлического каркаса заглубленного здания, вокруг которого выполнено ограждение

по способу «стена в грунте». Вырытый котлован имел площадь 6,6 га, периметр стен ограждения составлял 900 м. Стены толщиной 90 см возводились высотой от 18 до 22 м, заглублялись в скалу на глубину от 0,5 до 1,5 м и удерживались четырьмяярусами буровых наклонных анкеров. Анкеры, наклоненные под углом 45—58° к горизонту, заделывались в скалу на длину 9,5—10 м. Длина анкерных тяг, в зависимости от их расположения по высоте стенки, менялась от 12 до 34 м.

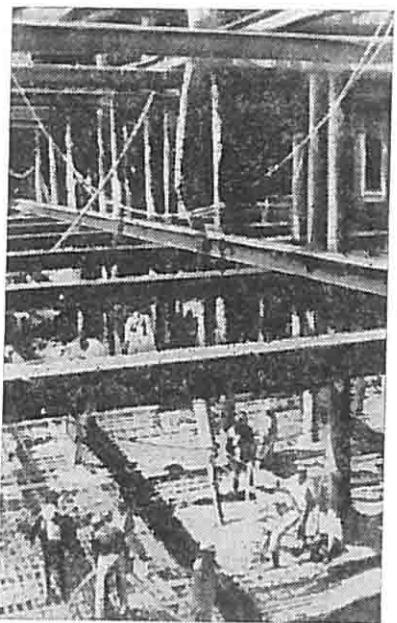


Рис. 88. Нижняя часть котлована с временными распорками

вторичного разбуривания траншей. Высокий уровень грунтовых вод и большой коэффициент фильтрации грунта из-за близкого расположения р. Гудзон приводили к прорыву напорной грунтовой воды через металлические патрубки, заслонники, забетонированные в стену при устройстве анкеров. Пришлось зачеканывать швы просмоленной паклей и приваривать по периметру щели металлическую проволоку, препятствующую выбиванию пакли напорной водой. Использовался и другой способ. На обсадную трубу надевали коническое резиновое кольцо, которое работало как сальник, плотно закрывая щель в патрубке. Стены в грунте, заделанные в скалу, обеспечили полную гидроизоляцию котлована.

Пятиэтажный подземный гараж под площадью Вельпо-Бусико в Париже, занимающий площадь 5800 м², предназначен

Для анкерных тяг использовались канаты из высоко-прочной проволоки, собираемые из 18—24 прядей, состоящих из семи проволок. Анкерные тяги напрягали до величины, равной 80% от расчетной прочности проволоки (1900 МПа), после прекращения деформации напряжение снижалось до 1200 МПа.

Следует отметить трудные условия, в которых шло строительство стен в грунте. Строительная площадка ранее была акваторией порта, и поэтому верхние слои грунта имели включения камня, остатков ряжевых причалов, свай и т. д. В результате около 20 захваток из 136 надо было восстанавливать после обвалов и заделывать каверны путем заполнения траншей тощим бетоном на кирпичном щебне и

для стоянки 1070 автомашин. При его строительстве был вырыт открытый котлован глубиной 11,5 м, огражденный стенами в грунте толщиной 60 см. Грунт на глубине 6—8 м состоит из аллювиальных отложений, ниже которых залегает 1—2-метровый слой трещиноватых известняков, под которыми расположен мощный слой известняковой скалы. Уровень стояния грунтовых вод находился на глубине от 3 до 4 м.

Учитывая гидрогеологические условия при устройстве ограждения котлована, была принята необычная конструкция заанкерованных стен в грунте (рис. 90). Поскольку на глубине 4—6 м располагался водоупорный слой известняков, прорезать кото-

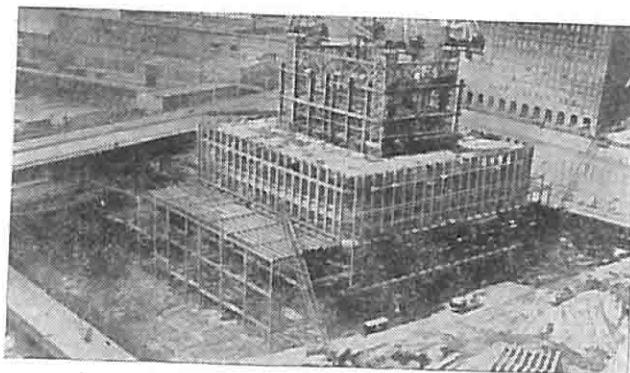


Рис. 89. Монтаж подземной части каркаса здания

рый было нерационально, стены в грунте возводились только в пределах толщи аллювиального грунта и слабых известняков. При таком решении потребовалось обеспечить устойчивость низа стены в грунте, опирающейся на бровку прорези в скале. Для этой цели до устройства стены в грунте вдоль оси через каждые 4 м были пробурены скважины диаметром 60 см, в которых были устроены буровые железобетонные сваи. Арматура свай впоследствии вошла в арматурный каркас стен в грунте.

Общая устойчивость комбинированной свайной и сплошной подпорной стенки обеспечивалась двумя рядами наклонных буровых анкеров. Предварительно-напряженные анкеры забуривались в скалу под углом 30° к горизонту. Поверхность скалы на участке между буровыми сваями была облицована бетоном. Днище из монолитного бетона, уложенного поверх щебеночного фильтра, имеет толщину всего 40 см, поскольку оно не испытывает взвешивающего давления грунтовых вод. В процессе строительства обнаружилось, что местами скала имела трещины, через которые просачивались грунтовые воды. В этих местах потребовалось их инъектировать цементным раствором.

Способ «стена в грунте» был использован в проекте строительства комплекса подземных помещений на месте бывшего Центрального парижского рынка. На рис. 91 изображен поперечный разрез застройки, из которого видно, что подземная территория бывшего рынка будет использована для строительства многоэтажных подземных помещений (до восьми этажей) путем ограждения ее площади до 30 га стенами в грунте.

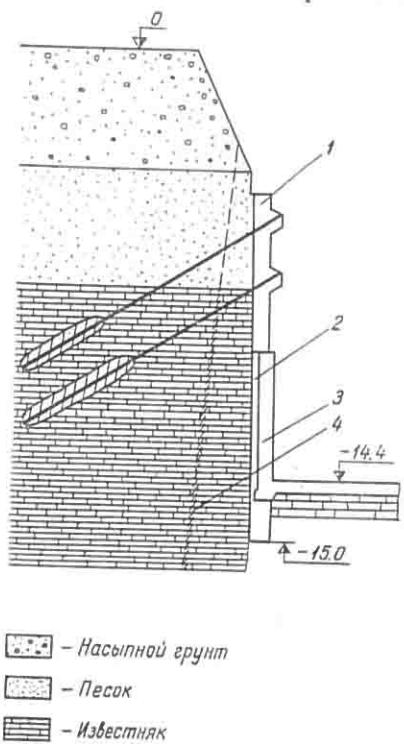


Рис. 90. Разрез наружной стены подземного гаража под площадью Велью — Буссико в Париже
 1 — стена в грунте; 2 — буровые железобетонные сваи; 3 — бетон стены между буровыми сваями; 4 — инъекция цементным раствором

нок и других сооружений промышленного и гидротехнического назначения. В ряде случаев отдельные стенки различной в плане формы используются в качестве глубоких фундаментов.

Производство работ не претерпело каких-либо существенных изменений. По-прежнему траншеи устраиваются, как правило, шириной 0,6 м и глубиной в среднем 20 м. При устройстве тоннелей мелкого заложения, когда не требуется толщина стен 0,6 м, фирма «Солетанш» применяет грейфер шириной 40 см.

На рис. 92 показан тоннель мелкого заложения, сооруженный в Париже при перенесении рельсовых путей под землю. В соответствии с местными нормами расстояние между стенами принято равным 10,2 м. Ввиду высокого уровня грунтовых вод стены опущены на 5 м ниже уровня днища и заглублены на 2 м в водоупор.

Проведенный реферативный обзор зарубежных материалов последних лет в области технологии устройства подземных сооружений способом «стена в грунте», их расчета и конструктивных решений позволяет сделать следующее заключение. Как и в предыдущие годы, способ «стена в грунте» преимущественно используется в городском строительстве при устройстве подземных проездов, автомагистралей, гаражей и автостоянок, а также водозаборных сооружений, канализационных коллекторов, причальных сте-

Основным видом землеройных машин являются грейферные экскаваторы с гидравлическим (реже электрическим) приводом для закрывания и открывания челюстей с жесткой или, реже, тросовой подвеской; в последнем случае применяется дополнительный гидравлический привод для открытия и закрывания челюстей.

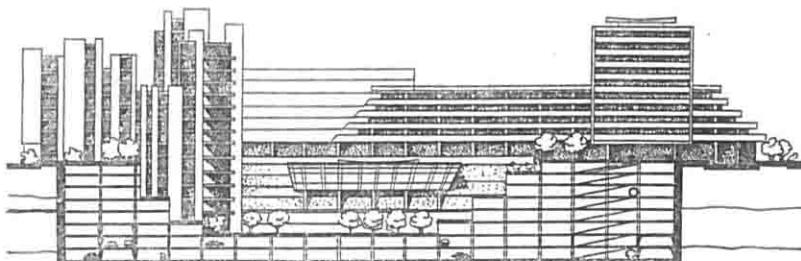


Рис. 91. Поперечный разрез подземного помещения в Париже под девизом «Кратер»

тельный пригруз. Теперь шире используются бетононасосы для подачи бетонной смеси в бетонолитную трубу. Новым является применение бетононасосов «непрерывного давления».

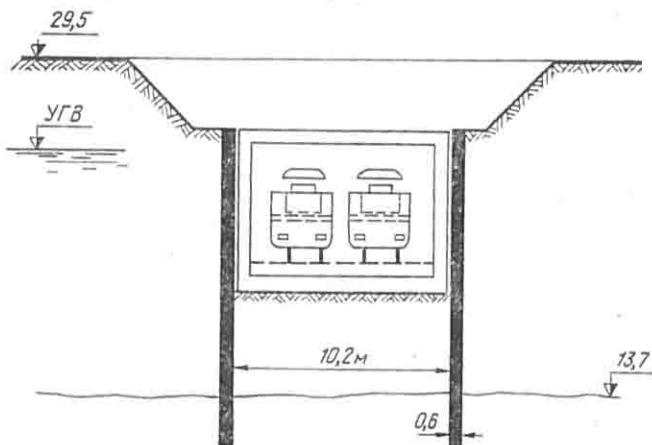


Рис. 92. Устройство подземного трамвая в Париже

Конструкции стен в грунте в основном устраивают из монолитного железобетона. Применение сборных стен ограничивается случаями устройства длинных и неглубоких (до 10 м) подземных сооружений. Усовершенствование конструкции стыков между захватками заключается в устройстве ограничителя между захватками в виде диафрагмы, приваренной к арматурному каркасу; таким образом получается непрерывное армирование стены и отсутствуют шарнирные стыки между захватками.

Глава VII. ОТЕЧЕСТВЕННЫЙ ОПЫТ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ СПОСОБОМ «СТЕНА В ГРУНТЕ»

За последние 10—15 лет в нашей стране накоплен некоторый опыт возведения подземных сооружений способом «стена в грунте». Началом применения этого способа было сооружение противофильтрационных завес, которое достаточно освещено в литературе [59].

Возведение несущих стен в грунте из бетона и железобетона было осуществлено вначале при сооружении водозаборных сооружений, а затем — в промышленном и транспортном строительстве.

В большинстве строительных организаций Минмонтажспецстроя СССР применяются гидромеханизированный траншеекопатель ВНИИГСа и плоский грейфер ГПИ Фундаментпроекта. Организации Минэнерго СССР используют агрегаты СВД-500, а строители Украины — экскаватор и широкозахватный грейфер НИИСП Госстроя УССР. Другие строительные министерства пока не имеют своего оборудования для рытья траншей и ведут такие работы, используя имеющиеся машины.

Рассмотрим некоторые примеры возведения подземных сооружений в Советском Союзе способом «стена в грунте». Первым сооружением, построенным в 1964—1965 гг. способом «стена в грунте», была насосная станция диаметром 6 м с высотой стенок 9,6 м, толщиной 40 см в Ленинграде, для которой траншею разрабатывали буровым станком УРБ-30 [55].

При сооружении насосной станции в районе Парнаса (Ленинград), построенной в 1968 г. способом «стена в грунте», впервые был применен гидромеханизированный траншеекопатель (рис. 93). Проект, составленный ЛО ГПИ Фундаментпроект, предусматривал сооружение колодца диаметром 10 м толщиной стены 0,6. Стена на 2,2 м заделывалась в водоупор [58].

Исходя из условий производства работ, стены по периметру колодца были разделены на шесть захваток. Форшахта была сделана из деревянных щитов, установленных в котловане по периметру колодца на глубину 1,5 м. Однако такая конструкция не обеспечила устойчивости стенок траншей. Ограничительными между захватками являлись трубчатые железобетонные сваи

диаметром 60 см. Работы выполнялись ленинградскими строительными управлениями трестов Промбурвод и Гидроспецфундаментстрой.

Опытный образец гидромеханизированного траншеекопателя, который на этом объекте проходил первую производственную проверку, показал, что он удовлетворяет требованиям, предъявляемым к машинам для рытья узких и глубоких траншей.

Работы по установке армокаркасов в траншее и укладке бетонной смеси методом ВПТ не вызывали особых трудностей и при своевременной доставке бетона с завода на строительную площадку проходили успешно. Проведенный учет времени, затраченного на различные работы по устройству стен в грунте, даже в условиях первого опытного строительства показал, что способ «стена в грунте» при двухсменной работе позволяет возводить 5—6 м железобетонных стен в грунте глубиной 10—12 м в течение 3—4 суток.

Строительство этой насосной станции показало также, что форшахту следует делать из монолитного железобетона, при разработке грунта способом фрезерования необходимо обеспечить очистку раствора от грунта путем применения вибросит и гидроциклонов, подача литой бетонной смеси на каждую захватку должна быть непрерывной.

Другим объектом, построенным способом «стена в грунте» в 1969 г., была канализационная насосная станция в Обухово (Ленинград). Колодец наружным диаметром 10,6 м с толщиной стенки 0,6 м. Форшахта, выполненная из монолитного железобетона, позволила увеличить устойчивость стенок траншей. Траншее отрывали тем же опытным экземпляром траншеекопателя конструкции ВНИИГС.

Опыт строительства этого объекта позволил установить конструктивные и технологические недостатки в оборудовании для рытья траншей, приготовления и очистки глинистого раствора и укладки бетона методом ВПТ. Была отработана технология производства работ и получены материалы, которые дали возможность запроектировать головной образец траншеекопателя

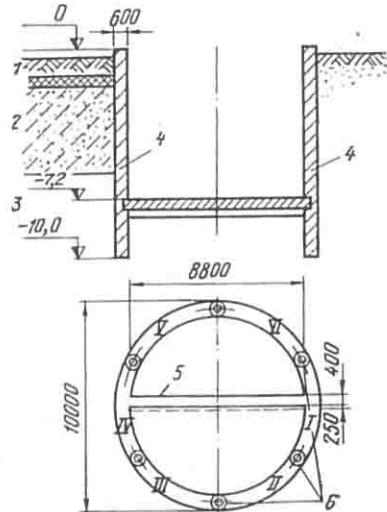


Рис. 93. Конструкция стен опытного колодца
1 — песок пылеватый средней плотности; 2 — супесь плотная; 3 — супесь текучая; 4 — стена в грунте; 5 — поперечная стенка; 6 — разделительные сваи

и оснастить его оборудованием для приготовления и очистки глинистого раствора и укладки бетонной смеси.

В 1969—1970 гг. в Загорске была построена насосная станция, на которой применялось новое оборудование, изготовленное по рабочим чертежам, разработанным ВНИИГС и СКБ ВНИИМонтажспецстроя. Строительство этого объекта дало возможность окончательно проверить в производственных условиях гидромеханизированный траншеекопатель ВНИИГС и полностью отработать технологию работ по устройству подземных сооружений, которые возводятся способом «стена в грунте».

Канализационная насосная станция в Загорске была первоначально запроектирована как монолитный опускной колодец диаметром 16 м с толщиной стены 1,5 и глубиной 10,0 м [57].

Геологический разрез строительной площадки характеризуется следующими напластованиями: растительный слой 0,5, су-глинок коричневый с прослойками песка мягкопластичный 1,5 м, песок серовато-зеленый, мелкий, рыхлый, водонасыщенный 2,2 м, гравийно-галечниковые отложения с песчаным заполнителем — 1,3 м, глина черная (юрская) полутвердая — ниже основания ножа колодца. Проектом было предусмотрено опускание колодца под защитой водопонижения.

Проект загорского колодца был переработан для строительства способом «стена в грунте» Фундаментпроектом. Предусматривалось устройство стены колодца толщиной 0,6 и высотой 9,15 м. Днище толщиной 0,5 м устраивалось выше отметки основания стены на 2,0 м, обеспечивая этим заделку стены в водупор. Внутренний диаметр колодца — 16,6 м (рис. 94). Форшахта была выполнена из монолитного железобетона в виде двух колец высотой 0,7 и толщиной 0,3 м, расстояние между кольцами составляло 0,75 м.

Периметр колодца был разбит на десять захваток длиной по 5,4 м каждая. Ограничителями между захватками были железобетонные трубчатые сваи диаметром 0,6 м с приваренными уголками в местах сопряжения с грунтом стенок траншеи для предотвращения вытекания литого бетона в смежную захватку. Траншею отрывали под глинистым раствором с плотностью 1,1—1,15 г/см³, вязкостью 25—30 с. Суточный отстой раствора не превышал 2%, водоотдача за 30 мин — 20÷30 см, а сопротивление напряжения сдвига за 1 мин составляло 0,002—0,004 МПа.

Наличие на глубине 6—7 м плотных глин затрудняло рыхте траншей, а из-за глинистого осадка на дне требовалась повторная проходка траншей. Перед установкой арматурного каркаса в траншее загрязненный раствор заменяли на чистый (плотностью 1,1—1,12 г/см³), после чего опускали в нее арматурный каркас. Бетонирование производилось литым бетоном марки 200 с осадкой конуса 16—20 см.

Рытье траншей, установка армокаркасов, ограничителей и бетонирование одной захватки длиной 5,4 м при работе в три смены выполнялись в течение 3 суток. Стену сооружения возводили в зимний период при температуре воздуха до -15°C , и это создавало трудности в работе с глинистым раствором, требовало утепления оборудования. Качество бетона стены, проверенное после выемки грунта из колодца, показало, что стены колодца были сухими, достаточно гладкими и имели марку бетона (по данным проверки молотком Кашкарова), предусмотренную проектом. Дополнительная гидроизоляция не потребо-

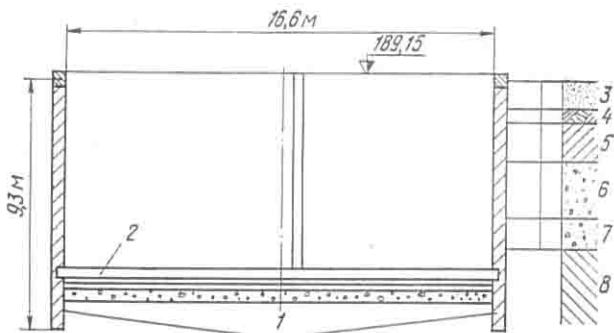


Рис. 94. Насосная станция в Загорске

1 — стена в грунте; 2 — днище; 3 — насыпной песчаный грунт; 4 — почвенно-растительный слой; 5 — суглинок коричневый с прослойками песка, мягкопластичный; 6 — песок мелкий, рыхлый, водонасыщенный; 7 — гравийно-галечниковые отложения с песчанным заполнителем; 8 — глина черная (юрская) полутвердая

валась, так как между грунтом и бетоном стены образовалась глинистая корка толщиной от 3 до 5 мм, как это видно из рис. 9.

Строительство насосной станции в Загорске способом «стена в грунте» дало возможность окончательно подготовить рабочие чертежи серийного образца гидромеханизированного траншеекопателя и вспомогательного оборудования, которое в настоящее время работает на ряде объектов. Отработана технология производства работ всего цикла устройства «стен в грунте».

В 1973 г. было закончено строительство четырех очистных сооружений способом «стена в грунте» на одном из промышленных предприятий Москвы. Каждое сооружение имеет внутренний диаметр 9, глубину 12 и толщину стен 0,6 м. Расстояние между стенами соседних сооружений, равное 1,6 м, не давало возможности вести работы опускным способом (рис. 95). Геологический разрез строительной площадки характеризуется мелкозернистыми песками, глинами с включением гравия и щебня. Уровень грунтовых вод находится на глубине 4,5 м.

Проектом было предусмотрено, что стены отстойников устраивались способом «стена в грунте» с отрывкой траншеекопателем. Периметр сооружения был разбит на пять захваток длиной по 6,0 м каждая. Форшахта, запроектированная в монолитном железобетоне, по предложению строителей была заменена на металлическую из швеллеров, сваренных в виде многоугольника, установленного на уплотненный грунт. Ограничителями между захватками служили металлические трубы, заполненные бетоном.

Строительство четырех отстойников не вызывало каких-либо трудностей. Отрывка траншеи

осуществлялась с одной проходки траншеекопателя, эрлифт работал устойчиво и хорошо забирал разжиженный грунт из траншеи. Бетонирование стен колодцев методом ВПТ проходило без перерывов, что обеспечило хорошее качество бетона. Опыт строительства еще раз показал преимущество способа «стена в грунте» при устройстве подземных сооружений в сложных гидрогеологических условиях. Расположение четырех колодцев на близком расстоянии друг от друга (1,6 м) и вблизи существующих цехов создавало бы большие трудности при их устройстве опускным способом. Кроме того, стоп-

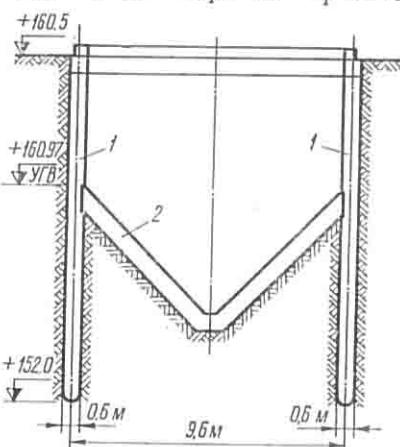
Рис. 95. Конструкция очистного сооружения
1 — стена в грунте; 2 — днище

мость работ по сооружению колодцев способом «стена в грунте» сократилась почти вдвое по сравнению со сметной стоимостью при их возведении опускным способом.

Наряду с гидромеханизированным траншеекопателем организациями Минмонтажспецстроя СССР для возведения подземных сооружений используется плоский грейфер конструкции Фундаментпроекта [18].

На строительстве водосборной части гидроузла Михайловского горнообогатительного комплекса на р. Свань построена противофильтрационная завеса, выполненная в виде замкнутого контура вокруг котлована общей протяженностью 818 м и глубиной 10 м.

Форшахта устраивалась из железобетонных свай длиной 9 м, сечением 35×35 см. Лидирующие скважины диаметром 0,7 м пробуривались буровой установкой типа УРБ-ЗАМ глубиной 10 м через каждые 3,2 м. Грунт в траншее между скважинами разрабатывался под глинистым раствором плоским грей-



фером, подвешенным на тросе к экскаватору. После устройства траншеи ее заполняли местным глинистым грунтом с помощью бульдозера.

В 1973 г. по проекту, разработанному Фундаментпроектом, способом «стена в грунте» построено подвальное помещение коксоподачи в Тугаеве (Ярославской обл.). Помещение, расположенное внутри цеха, имеет размеры в плане $115 \times 6,6$ м и глубину 7,2 м. Применение способа «стена в грунте» дало возможность построить подземную галерею без переноса железнодорожных путей, а также резко сократить объем земляных работ и возвести цех до устройства подвального помещения.

Стены подвального помещения были запроектированы в сборном железобетоне из панелей размером $8,4 \times 1,6 \times 0,5$ м и массой каждый 16,7 т. Траншею для установки панелей отрывали плоским грейфером конструкции Фундаментпроекта. Стены разбивались на захватки длиной по 16 м каждая. Работы велись в такой последовательности: вначале станком УРБ-ЗАМ забуривали скважины диаметром 0,7 м с шагом 3,2 м под глинистым раствором; затем плоским грейфером под глинистым раствором разрабатывали грунт и устанавливали панели в траншее. После этого заполняли полости в стыках и пазухах между панелями и стенками траншеи цементно-песчано-глинистым раствором.

В процессе строительства было пробурено 88 направляющих скважин диаметром 0,7 м, глубиной 8,5 м, разработано 960 м^3 траншей на глубину 8 м и установлено 139 железобетонных панелей стен подвала. Экономический эффект составил 100 тыс. руб.

ГПИ Фундаментпроект все шире начинает внедрять способ «стена в грунте» в подземное строительство. Выпущен проект и в 1975 г. закончено сооружение двух подземных этажей 6-этажного гаража из сборных элементов в Москве. Строительство велось в непосредственной близости от существующего гаража. Длина стен в грунте, заанкерованных в два яруса, составляет 140 м.

Применение на этом объекте способа «стена в грунте» позволило сэкономить 830 т двутавровых балок и снизить стоимость строительства на 50 тыс. руб.

По проекту Фундаментпроекта закончено строительство в районе Вологды насосной станции диаметром 24 и глубиной 10 м способом «стена в грунте». Подземная часть насосной станции состоит из 46 железобетонных панелей массой 14,1 т каждая, размером $9,7 \times 1,6 \times 0,4$ м, установленных в траншее, открытую грейфером Фундаментпроекта.

Омоноличивание стыков между панелями и заполнение пазух между стенками траншеи и панелями производились цементно-песчаным раствором марки 300. По мере выемки грунта изнутри колодца на стыки приваривали стальные накладки.

Применение способа «стена в грунте» вместо опускного колодца дало возможность сократить трудозатраты в 1,5 раза и получить экономический эффект в 112 тыс. руб.*

Большой опыт проектирования и строительства подземных сооружений способом «стена в грунте» накоплен за последние годы на Украине. Работы, выполненные Киевским ПКО Всесоюзного института Гидропроект им. С. Я. Жука, НИИСП Госстроя УССР и Укрводоканалпроектом по разработке оборудования и технологии производства работ дали возможность внедрить этот способ на ряде объектов Украины [56, 59].

Оголовок водовыпуска производственной канализации насосной станции «Днестр» в Одессе представляет собой прямоугольный колодец размерами в плане $240 \times 4,36$ и глубиной 10,5 м. По проекту продольные стены сооружения устраивались способом «стена в грунте». Каждую продольную стену разбивали на четыре захватки длиной по 5 м. Траншею отрывали широкозахватным грейфером конструкции НИИСП. В качестве ограничителей между захватками служили призматические железобетонные сваи. Для возведения монолитных железобетонных стен применялся товарный бетон марки 200 с осадкой конуса 18—20 см, укладываемый в траншею методом ВПТ.

В НИИСП Госстроя УССР и Укрводоканалпроекте разработана новая технология строительства стен в грунте из сборных элементов. По этой технологии в 1973 г. была построена подземная часть камеры переключения водоводов. Сооружение имеет четырехугольную форму размером в плане $16,5 \times 9,7$ и глубиной 9,0 м, радиус кривизны продольных стен — 24,0 м. Траншею разрабатывали штанговым экскаватором конструкции НИИСП, стеновые панели размером $8,6 \times 3,3 \times 0,3$ м, массой 25,0 т монтировали гусеничным краном ЭКГ-30*.

По заключению авторов этой технологии, опыт строительства камеры переключения дал хорошие результаты, и Укрводоканалпроект разрабатывает новые проекты подземных сооружений, возводимых методом «сборная стена в грунте», в частности для насосных станций диаметром 48 и 24 м, глубиной 9,6 и 10,8 м.

Приведенные примеры подтверждают преимущества способа «стена в грунте» и дают основание считать, что в ближайшее время этот способ будет широко применяться в строительстве подземных сооружений в нашей стране.

* Технология устройства таких стен в грунте приводится в § 2 главы IV.

Глава VIII. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СПОСОБА «СТЕНА В ГРУНТЕ» В ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В гражданском и промышленном строительстве при возведении подземных сооружений используются открытые котлованы с откосами, с ограждением из шпунтовых стенок (перемычками) или же опускные колодцы. Наиболее дешевыми являются открытые котлованы без ограждения, но возможности их применения очень ограничены, в особенности в городских (заводских) условиях.

Шпунтовые стенки для ограждения котлованов используются при небольшой их глубине (не более 10—12 м) из-за недостаточной длины и прочности современного проката стального шпунта. Очевидно, что такие ограждения будут применяться, но они не смогут заменить ни опускные колодцы, ни стены в грунте. Вот почему шпунтовые ограждения не включены в настоящее технико-экономическое сравнение.

Как известно опускные колодцы предназначаются для ограждения глубоких котлованов водонепроницаемыми стенами и днищем от притока грунтовых вод. Конструкция колодца является составной частью конструкции подземного сооружения. Особенностью этого способа является то, что стены опускного колодца изготавливают на поверхности земли, а затем опускают в грунт до заданной отметки. Все земляные работы, как правило, производятся «насухо». Для этой цели широко используется водоотлив или водопонижение.

За последние годы конструкция опускных колодцев усовершенствована за счет применения так называемой тиксотропной рубашки, значительно сократившей боковое трение при погружении колодца, а также за счет использования сборного железобетона для изготовления стен колодцев.

Поскольку стены в грунте должны в основном заменять опускные колодцы, то последние применяются как эталон для сравнения эффективности и определения области применения этих способов. Опыт применения стен в грунте показал возможность значительного снижения стоимости и трудоемкости строительства подземных сооружений. Наиболее эффективен этот способ при возведении сооружений больших площади и объема, в трудных гидрогеологических условиях.

Проведенные для различных объектов сметно-финансовые расчеты показали, что применение взамен опускных колодцев стены в грунте позволяет получить снижение стоимости в 1,7—2,2, трудозатрат — в $3,2 \div 2,8$, стали — в $1,3 \div 1,9$, цемента — в $1,2 \div 2,4$, сроков строительства — в 1,5—2 раза. С целью обоснования закономерности достижения столь высоких технико-экономических показателей ниже приводится анализ причин, влияющих на объем строительных работ, их трудоемкость и затраты дефицитных материалов при использовании способа «стена в грунте» взамен опускных колодцев.

Ввиду ограниченного опыта применения сборных конструкций для строительства подземных сооружений способом «стена в грунте» или опускных колодцев с использованием сборных железобетонных конструкций для устройства их стен ниже будут даны лишь некоторые сведения о сборных железобетонных панелях больших размеров, о влиянии их применения на эффективность подземного строительства гражданских и промышленных сооружений.

Рассмотрим следующие основные факторы, влияющие на технико-экономические показатели сравниваемых объектов и способов строительства подземных сооружений: снижение объемов строительных работ и трудоемкости; механизация строительных работ; сроки строительства.

Снижение объемов строительных работ. Возможность снижения объемов строительных работ при использовании способа «стена в грунте» по сравнению с опускными колодцами может быть объяснена характером воздействия внешних сил на стены подземного сооружения в процессе строительства. При возведении стены в грунте практически не испытывают воздействия внешних сил. Эти силы (эксплуатационные нагрузки) возникают лишь после твердения бетона, при выемке грунта из котлована.

Иное положение создается при строительстве по способу опускных колодцев. Последние изготавливают на поверхности земли. После твердения железобетонных стен колодец (или его секцию) снимают с подкладок и сажают на грунт. Затем грунт разрабатывают во внутренней полости, и колодец погружается по мере выемки грунта из-под ножа.

В процессе пересадки и погружения колодца часто происходят перекосы, которые приводят к дополнительному неравномерному давлению грунта на стенки. В процессе погружения круглого колодца, представляющего собой цилиндр и работающего как пространственная система при неравномерном обжатии, которое учитывается согласно МСН 125—62 коэффициентом $K_n = 1,25$, в стенах колодца возникают изгибающие моменты, возрастающие пропорционально квадрату его радиуса. При неравномерном погружении прямоугольных колодцев в них в результате действия изгибающих моментов также возникают до-

полнительные напряжения, приводящие нередко к деформациям и образованию трещин в продольных и поперечных стенах.

Перечень основных сил, действующих на опускные колодцы и стены в грунте, приведен в табл. 12. Как видно из таблицы, напряжения в конструкциях подземных сооружений, возводимых способом «стена в грунте», от внешних сил значительно меньше, чем в возводимых способом опускных колодцев.

Таблица 12

Действующие силы	Опускные колодцы		«Стена в грунте»
	обычные	в тиксотропной рубашке	
Давление грунта и воды	+	+	+
Изгиб при посадке колодца	+	+	-
Неравномерное обжатие стен колодцев	+	+	+
Усилия при зависании стен	+	-	-
Дополнительные напряжения в ножевой части стен	+	+	-

Примечание. (+) — действующая сила, (-) — ее отсутствие.

Существенным преимуществом этого способа является постоянство сил и моментов, действующих на стенку «отлитую» в траншее, что позволяет наиболее рационально распределить арматуру в соответствии с эпюрой моментов и тем самым скратить расход стали. Иное положение создается при конструировании стен опускных колодцев, в которых большая часть арматуры работает только во время погружения и бесполезна в процессе эксплуатации.

При использовании сборных конструкций дополнительное армирование может потребоваться для обеспечения прочности железобетонных панелей в процессе их подъема и перевозки. Эти причины объясняют увеличение объема работ и массы опускных колодцев, но следует отметить еще необходимость увеличения массы колодца с целью удержать его от всплытия при высоком уровне грунтовых вод — искусственное увеличение объема днища или стен или анкеровка днища.

Трудоемкость производства работ. Трудоемкость технологического процесса зависит как от трудозатрат на отдельные приемы работ, так и от количества различных способов работ, необходимых для выполнения того или иного элемента строительного процесса. Очевидно, что чем больше различных приемов применяется для выполнения одной работы, тем больше будет затрачено человеко-часов и машино-смен.

Различные виды строительных работ, требующихся для возведения подземного сооружения рассматриваемыми способами, приводятся в табл. 13. Здесь представлены сведения о числе

технологических операций, необходимых для выполнения строительных работ при возведении подземных сооружений опускным методом и способом «стена в грунте».

Таблица 13

Вид работ	Опускные колодцы		
	обычный	монолитный в тиксотропной рубашке	«Стена в грунте»
Укладка лежней и подкладок под стены колодцев	+	+	-
Устройство и эксплуатация форшахт . . .	-	+	+
Организация и эксплуатация растворного узла	-	+	+
Изготовление ножа	+	+	+
Устройство опалубки стен	+	+	-
Разборка опалубки	+	+	-
Изготовление и установка арматуры стен	+	+	+
Рытье траншей для стен в грунте	-	-	++
Бетонирование стен	+	+	+
Гидроизоляция »	+	+	-
Посадка колодцев на грунт	+	+	-
Погружение колодца: разработка грунта, исправление перекосов, ликвидация прорывов раствора или грунта и пр.	+	+	-
Разработка и вывоз грунта из котлована	-	-	+
Водоотлив или водопонижение	+	+	-

Примечание. (+) — технологическая операция необходима; (-) — технологическая операция не требуется.

Механизация строительных работ. Стоимость и трудоемкость строительства зависят не только от перечисленных факторов, но и от степени и характера механизации строительных работ, требующихся для возведения подземного сооружения тем или иным методом. В рассмотренных способах строительства все работы механизированы, так что в данном случае на технико-экономические показатели в основном влияет количество машин, используемых для выполнения отдельных операций, стоимость их эксплуатации (стоимость машино-смены), а также коэффициент использования машин во времени. Последние показатели характеризуют также и сложность технологии, применяемой при том или ином способе производства работ.

В этом отношении способ «стена в грунте» имеет следующие преимущества.

Все основные работы, как-то: разработка и выемка грунта грейфером из траншеи, погрузка его на самосвалы, установка арматурных каркасов, подача бетона и обслуживание бетонных работ (по методу ВПТ), а по окончании постройки стен — разработка и удаление грунта из котлована — выполняются одной машиной, обычно гусеничным краном грузоподъемностью 10—15 т, со стрелой длиной до 20—30 м (в зависимости от условий работы).

и с набором грейферов, соответствующих грунтовым условиям стройплощадки.

Для бетонирования методом ВПТ используется бетонолитная труба с поддерживающим ее несложным устройством. Бетон, как правило, доставляют с бетонного завода так же, как и арматурные каркасы, которые привозят секциями и монтируют в один целый каркас, имеющий размер, соответствующий размерам захватки.

Для приготовления и перекачки бентонитового раствора используется специальная турбинка, а чаще — обычный небольшой центробежный насос, который одновременно служит и для подачи и для удаления раствора из траншеи.

Состав одного звена комплексной бригады ограничивается четырьмя-пятью рабочими, выполняющими все работы.

При строительстве подземных сооружений способом опускных колодцев (обычных и в тиксотропной рубашке) количество необходимых средств механизации значительно больше, чем при работе по способу «стена в грунте». Так, для погружения колодца требуются экскаватор, бульдозер для подрезки грунта под ножом, кран для выемки разработанного грунта из котлована. Кроме того, для устройства подмостей и опалубки при бетонировании стен необходимы плотничные работы, для которых потребуется кран с высокой стрелой. Для переноса экскаватора и бульдозера внутрь колодца используется кран большой грузоподъемности.

При погружении колодца в тиксотропной рубашке потребуется дополнительное оборудование для приготовления тиксотропного раствора. Необходимость в дополнительном оборудовании возникает при использовании для строительства подземных сооружений сборных железобетонных конструкций, в частности железобетонных панелей, длина которых, как правило, составляет 10—12 м, ширина 2,5—3 м, толщина 0,4—0,6 м при массе 24—50 т. Панели таких размеров не могут быть изготовлены на обычных заводах железобетонных изделий, так как лишь на некоторых из них имеются вибростолы грузоподъемностью 27 т, соответствующее грузоподъемное оборудование и пропарочные камеры. Стены придется собирать из элементов массой до 27 т, а это потребует дополнительных работ по соединению и омоноличиванию панелей. Сложность заводского изготовления столь негабаритных сборных конструкций приводит к удорожанию сборного железобетона в 2—2,5 раза по сравнению с монолитным.

При строительстве опускных колодцев или сборных стен в грунте для доставки панелей потребуется использовать трейлеры и мощные тягачи, а также краны большой грузоподъемности для разгрузки и складирования панелей, их подачи к месту работы и монтажа. Все это дорогостоящее оборудование не требуется при использовании конструкций из монолитного железобетона. Ввиду этого применение сборного железобетона в подземном строительстве в каждом отдельном случае требует соответствующего технико-экономического обоснования.

Сроки строительства. Сроки строительства, как известно, зависят от продолжительности отдельных операций и от фронта работ, в частности от того, сколькими технологическими линиями можно одновременно проводить строительно-монтажные работы.

Наибольший фронт работы может быть обеспечен при использовании способа «стена в грунте». Для размещения одного звена требуется площадка примерно длиной до 20 и шириной до 6—8 м. При большом периметре стен создается возможность работать одновременно несколькими звенями, что может обеспечить высокий темп строительства.

За рубежом наиболее распространен так называемый шахматный порядок устройства стен. Вначале разрабатывают грунт в нечетных номерах захваток, при этом первый день затрачивается на удаление грунта, а второй — на бетонирование. Если же длина стены большая, то четные номера захваток следом (на некотором расстоянии) разрабатываются вторым звеном того же состава, что и первое. Таким образом, одно звено дает полностью готовые стены на одной захватке за два дня. При глубине траншей до 20 м длина захватки меняется от 4 до 6 м, т. е. средняя выработка достигает 2,5 м в сутки, при большей глубине принимаются захватки длиной по 3—4 м, т. е. средняя выработка составляет 1,75 м в сутки.

Поскольку, как при любой работе, необходимо иметь дублирующее оборудование, то работы ведутся двумя звенями, которые в зависимости от глубины траншей имеют выработку от 3,5 до 5 м в сутки. При таком темпе работы для устройства ограждения котлована площадью, например, 3000 м² с размерами в плане 30×100 м, т. е. при длине периметра стен 260 м, потребовалось бы 52—74 рабочих суток. При этом надо учитывать, что, не дожидаясь полного завершения возведения всех стен, можно было бы начать выемку грунта из котлована.

Иное положение создается, если работы ведутся способом опускного колодца, при котором большинство работ производится последовательно и с перерывами на твердение бетона.

Для иллюстрации возможности снижения сроков строительства при использовании способа «стена в грунте» приводим выдержку из проекта организации работ строительства сооружения, площадь которого 1500 м², объем 22 000 м³ и отметка днища — 12,5 м.

Отметка ножа опускного колодца — 15 м, а стен в грунте — 20 м (для заглубления в водоупор). По графику получилось, что срок устройства стен и днища опускного колодца равен 589, а стен в грунте — 237 чел.-дн., т. е. сокращение срока работ более чем в 2 раза.

Анализ причин, влияющих на технико-экономические показатели эффективности применения способа «стена в грунте», по сравнению с опускными колодцами выявил, что во всех слу-

чаях стоимость, трудоемкость и сроки строительства подземных сооружений по этому способу значительно ниже, чем при использовании любых типов опускных колодцев. Можно констатировать, что основными причинами, определяющими этот экономический эффект, являются следующие.

I. Обеспечение полной гидроизоляции котлована в случае заделки стен в грунте в водоупор, что дает возможность отказаться от применения водопонижения или интенсивного водоотлива в процессе строительства; устройства сплошного водонепроницаемого железобетонного днища, имеющего прочность, достаточную, чтобы выдержать вертикальное давление грунтовых вод; увеличения массы стен и днища (для удержания подземного сооружения от вскрытия при высоком уровне грунтовых вод) или применения их анкеровки за счет буровых свай.

2. Упрощение технологии производства строительных работ, а также применение меньшего числа и более дешевых в эксплуатации строительных машин и оборудования, что подтверждается действующими нормативными документами, в которых величина единичных расценок для способа «стена в грунте» в 2—3 раза, а трудозатраты в 3—10 раз ниже, чем для аналогичных работ, выполняемых при погружении опускных колодцев. На основании этого можно сделать вывод, что при устройстве подземных сооружений в гражданском и промышленном строительстве способ «стена в грунте» целесообразно в первую очередь применять в сложных гидрогеологических условиях (в частности, при высоком уровне грунтовых вод, высоком коэффициенте фильтрации грунта и наличии водоупорного слоя грунта на практически достичимой глубине — до 20—30 м); при необходимости строительства подземных помещений большой площади (практически не ограниченной размерами и формой в плане); при возведении многоэтажных (ярусных) помещений, имеющих междуэтажные перекрытия или другие горизонтальные конструкции, которые могли бы быть использованы как опоры для обеспечения общей устойчивости стен в грунте, ограждающих котлован.

Вне зависимости от экономических показателей способ «стена в грунте» является почти единственным возможным при устройстве подземных котлованов или глубоких фундаментов в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений, возведенных на фундаментах мелкого заложения. В особенности этот способ следует применять, когда недопустимо сотрясение или вибрация соседних зданий, а также когда при строительстве нового подземного помещения потребуется водопонижение или интенсивный водоотлив.

Приведенные выше технико-экономические показатели применения способа «стена в грунте» основываются на современной технологии внедрения этого способа. Очевидно, что дальнейшее совершенствование способа позволит не только увеличить его эффективность, но и расширить область применения.

Приложение 1

Алгоритм расчета несущей прямолинейной стенки, закрепленной опорами или анкерами, на нагрузки, возникающие в процессе строительства и эксплуатации

Для расчета задаются размеры стенки, глубина котлована, грунтовые характеристики и нагрузки.

Геометрические размеры, характеристики материала стенки и опор и данные, относящиеся к способу возведения стенки

L — расстояние от вершины до подошвы стенки, м; t — толщина стенки, м; $E_{ст}$ — модуль деформации материала стенки, МПа; $\mu_{ст}$ — коэффициент Пуассона для материала стенки; N — количество горизонтальных рядов опор (плит, распорок или анкеров); Δ_n — податливость анкеров в n -м горизонтальном ряду от единичной нагрузки, м/МН (нумерация рядов производится снизу вверх — 1, 2, ..., N); b_n — расстояние между центрами распорок (анкеров) по горизонтали в n -м ряду, м; L_n — длина опорной плиты в перпендикулярном к стенке направлении в n -м ряду, м; F_n , t_n — соответственно площадь поперечного сечения распорки (м^2) и толщина опорной плиты (м) в n -м ряду; E_n , μ_n — соответственно модуль деформации (МПа) и коэффициент Пуассона материала n -й опорной плиты; l_n — расстояние от подошвы стенки до n -го ряда опор или анкеров, м; h_d — высота действующего столба бетонной смеси или цементного раствора, определяемая по СНиП III-Б. 1—70, м; h_t — высота слоя тиксотропного раствора над поверхностью грунта при сооружении стенки, м; γ_b — объемный вес бетонной смеси цементного раствора, МН/м 3 ; γ_t — объемный вес тиксотропного раствора, МН/м 3 .

Глубина котлована и грунтовые характеристики

H_n ($\Theta=0, 1, 2, \dots, N$) — глубина котлована при устройстве n -го ряда опор или анкеров (расстояние от поверхности грунта, примыкающего к стенке, до дна котлована), м; H_0 — проектная глубина котлована (при $\Theta=0$), м; h_r — проектное заглубление стенки в грунт (расстояние от дна котлована, глубиной H_0 , до подошвы стенки), м; h_p — толщина (см) p -го слоя грунта, примыкающего к стенке (слои грунта нумеруются сверху вниз, $p=1, 2, \dots, (p)$; при однородном грунте за стенкой толщина слоя грунта принимается равной $h_1=H_0+h_r$; γ_{p1} — объемный вес p -го слоя грунта, МН/м 3 ; γ_{p2} — объемный вес p -го слоя грунта, взвешенного водой, МН/м 3 ; φ_p^H , C_p^H — нормативные величины соответственно угла внутреннего трения (рад) и сцепления, МПа; E_{op} — модуль деформации p -го слоя грунта, МПа; h_{bt} — толщина слоя грунта (м) от дневной поверхности до t -го уровня грунтовых вод ($t=1, 2, \dots, n$); h_{nt} — толщина слоя грунта (м) от дневной поверхности до t -го водоупорного слоя ($t=1, 2, \dots, n$); E_0 , μ_0 — соответственно средневзвешенные значения модуля деформации грунта, МПа и коэффициент Пуассона для грунта; $H_{(t)}$ — высота напора воды, отсчитываемая от t -го напорного горизонта грунтовых вод (от кровли водоносного грунта), м.

Нагрузки

Q — сосредоточенная нагрузка на поверхности грунта, МН/м; q — равномерно распределенная нагрузка на всей призме обрушения, МН/м 2 ; M_n^0 — момент сил относительно оси стенки, вызванный весом n -го ряда перекрытия, Нм; S_n — нагрузка от предварительного натяжения анкеров в n -м ряду, МН/м; L_Q — расстояние от стенки до нагрузки Q , м; n_1, n_2, n_3, n_4 — соответственно коэффициенты перегрузки для бокового давления грунта, давления грунтовых вод, моментов M_n^0 , нагрузки от предварительного натяжения анкеров S_n .

Требуется определить изгибающие моменты $M_z^{(9)}$; перерезывающие силы $Q_z^{(9)}$; реакции опор $R_n^{(9)}$; боковое давление грунта на заднюю грань стенки, $P_z^{(9)}$; на переднюю грань стенки, ниже поверхности дна котлована $P_{3z}^{(9)}$, где z — расстояние, выраженное в долях c , от подошвы стенки, c — длина участка стенки, м.

Расчетные формулы и порядок расчета

Этап 1. Часть стенки, примыкающую к грунту, разбивают на k равных участков высотой c .

$$c = (H_0 + h_r) : k.$$

Число участков k должно быть не меньше 12. Оно выбирается с таким расчетом, чтобы длина участка c была бы не больше 1 м.

Этап 2. Определяются исходные величины.

1. Относительная гибкость стенки

$$r = [\pi E_0 (1 - \mu_{ct}^2) : E_{ct} (1 - \mu^2)] (c/t)^3.$$

2. Относительная податливость опор d_n с номерами $n=1, 2, \dots, N$: для анкеров

$$d_n = [\pi E_0 b_n \Delta_n : 2 (1 - \mu_0^2)];$$

для распорок

$$d_n = [\pi E_0 b_n : 2 (1 - \mu_0^2)] (L_n : 2E_n F_n);$$

для опорных плит

$$d_n = [\pi E_0 (1 - \mu_n) : 2 (1 - \mu_0^2)] (L_n : 2t_n E_n).$$

3. Относительные толщины слоев грунта

$$\bar{h}_p = h_p / c.$$

4. Относительные толщины напластований грунтов, простирающихся от дневной поверхности до водоносных слоев грунта;

$$g_t = h_{bt} / c.$$

5. Относительные толщины напластований грунтов, простирающихся от дневной поверхности до водоупорных слоев грунта:

$$\Pi_t = h_{pt} / c.$$

6. Относительная высота напора грунтовой воды $\bar{H}_{(t)} = H_{(t)} / c$.

7. Относительная высота действующего столба бетонной смеси $\Gamma = h_d / c$.

8. Относительные величины $\dot{\chi} = h_t / c$, $I = L_q / c$, $f = L / c$. f исчисляется натуральными числами; это достигается путем округления в меньшую сторону до целого числа.

Этап 3. Определяются расчетные величины в зависимости от заданных глубин котлована и условий опирания стенки (расчет выполняется последовательно при значениях $\vartheta = N, N-1, N-2, \dots, 0$):

$$W_9 = H_9 / c; \quad m_9 = 2k - W_9; \quad l_9 = m_9 + N - \vartheta.$$

W_9 — исчисляется натуральным числом, что достигается путем округления в большую (если дробная часть $\geq 0,5$) или меньшую (если дробная часть $\leq 0,5$) сторону до целого числа.

$$a_v = \begin{cases} k + 0,5 - v, & \text{если } 1 \leq v \leq k; \\ -(k + 0,5 - v), & \text{если } k + 1 \leq v \leq m_9; \\ l_9 - a/c, & \text{если } m_9 \leq v \leq l_9. \end{cases}$$

Здесь $a = m_0 - \theta$, $v = 1, 2, \dots, l_0$, $a'_z = z$ ($z = 1, 2, \dots, l$); $a_n = l_n/c$ ($n = 1, 2, \dots, N$).

Определяются номера слоев грунта $p = u$ и $p = v$, лежащих выше участков стенки соответственно θ и $\theta - 1$ ($\theta = 1, 2, \dots, m$). *

При $1 \leq \theta \leq k$:

$$\sum_{p=1}^u \bar{h}_p < \theta - 1 < \sum_{p=1}^{u+1} \bar{h}_p. \text{ Если } \theta - 1 < \bar{h}_1, \text{ то } u = 0.$$

$$\sum_{p=1}^v \bar{h}_p < \theta < \sum_{p=1}^{v+1} \bar{h}_p. \text{ Если } \theta < \bar{h}_1, \text{ то } v = 0.$$

При $k < \theta \leq m$:

$$\sum_{p=1}^u \bar{h}_p < 2k - \theta < \sum_{p=1}^{u+1} \bar{h}_p. \text{ Если } 2k - \theta < \bar{h}_1, \text{ то } u = 0.$$

$$\sum_{p=1}^v \bar{h}_p < 2k + 1 - \theta < \sum_{p=1}^{v+1} \bar{h}_p. \text{ Если } 2k + 1 - \theta < \bar{h}_1, \text{ то } v = 0.$$

Определяются номера слоев грунта $r_1(t)$ и $r_2(t)$, лежащие над уровнем t -го водоносного слоя грунта и соответственно над уровнем t -го водоупорного слоя грунта.

$$\sum_{p=1}^{r_1(t)} \bar{h}_p = g_t \quad (t = 1, 2, \dots, n), \text{ если } q_1 = 0, \text{ то } r_1(1) = 0.$$

$$\sum_{p=1}^{r_2(t)} \bar{h}_p = \Pi_t, \text{ если } \Pi_1 = 0, \text{ то } r_2(1) = 0.$$

Определяются величины $E_{0\theta}$ при $1 \leq \theta \leq k$:

$$\text{при } u = v \quad E_{0\theta} = E_{0u+1}; \quad \text{при } u < v \quad E_{0\theta} = \left[\sum_{p=1}^{u+1} \bar{h}_p - (\theta - 1) \right] E_{0u+1} + \\ + \sum_{p=u+2}^v \bar{h}_p E_{0p} + \left[0 - \sum_{p=1}^v \bar{h}_p \right] E_{0v+1}.$$

$$\text{Если } \sum_{p=1}^{u+2} \bar{h}_p > 0, \text{ то } \sum_{p=u+2}^v \bar{h}_p E_{0p} = 0.$$

При $k < \theta \leq m$, $E_{0\theta} = E_{0\mu}$, $\mu = 2k + 1 - \theta$.

Определяются коэффициенты относительной деформативности грунта $\lambda_\theta = E_0/E_{0\theta}$. Затем определяются вертикальные напряжения в грунте на уровне дна котлована σ^θ , на границах участка стенки σ_θ и на границах слоев грунта с номерами s ($s = u+1, u+2, \dots, v$), лежащих в пределах участка стенки θ (σ_s).

$$\text{При } 1 \leq \theta \leq k_{\theta-1} = \sum_{p=1}^u \bar{h}_p \gamma_{pl} + \left[(\theta - 1) - \sum_{p=1}^u \bar{h}_p \right] \gamma_{u+1, l};$$

* Здесь и далее индекс «з» при m , W и l опускается.

если $u = 0$, то $\sum_{p=1}^u \bar{h}_p = \sum_{p=1}^u \bar{h}_p \gamma_{pl} = 0$.

Здесь $\gamma_{pl} = \gamma_{p1}$ при $1 \leq p \leq (u+1)$, если $r_2(t-1) < (u+1) \leq r_1(t)$ или $r_2(n) < (u+1)$; либо при $1 \leq p \leq r_1(t)$, если $r_1(t) < (u+1) \leq r_2(t)$ или $r_1(n) < (u+1)$. $\gamma_{pl} = \gamma_{p2}$ при $r_1(t) < p \leq (u+1)$, если $r_1(t) < (u+1) \leq r_2(t)$ или $r_1(n) < (u+1)$. $\sigma_s^\dagger = \sigma_s^\dagger = \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \gamma_{pl}$, если $s \neq r_2(t)$; $\sigma_s^\dagger = \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \gamma_{pl}$, если $s = r_2(t)$; $\sigma_s^\dagger = \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \gamma_{p1}$, если $s = r_1(t)$.

Здесь $\gamma_{pl} = \gamma_{p1}$ при $1 \leq p \leq s$, если $r_2(t-1) < s \leq r_1(t)$ или $r_2(n) < s$; либо при $1 \leq p \leq r_1(t)$, если $r_1(t) < s \leq r_2(t)$ или $r_1(n) < s$.

$$\gamma_{pl} = \gamma_{p2} \text{ при } r_1(t) < p \leq s, \text{ если } r_1(t) < s \leq r_2(t) \text{ или } r_1(n) < s. \quad \sigma_\theta = \sigma_{s=v}^\dagger + \left[\theta - \sum_{p=1}^v \bar{h}_p \right] \gamma_{v+1, t}.$$

Здесь $\gamma_{v+1, t} = \gamma_{v+1, 1}$, если $r_2(t-1) < (v+1) \leq r_1(t)$ или $r_2(n) < (v+1)$;

$\gamma_{v+1, t} = \gamma_{v+1, 2}$, если $r_1(t) < (v+1) \leq r_2(t)$ или $r_1(n) < (v+1)$. При $0 = W_9$, $\sigma^{(3)} = \sigma_{\theta=W_9}$. При $k < \theta \leq m$ $\sigma_{\theta-k} = \sigma_{\mu-k} - \sigma^{(3)}$, где $\mu = 2k + 1 - \theta$.

$$(\sigma_s)^\dagger = (\sigma_s)^\dagger = \begin{cases} \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \gamma_{pl} - \sigma^{(3)}, & \text{если } \sum_{p=1}^s \bar{h}_p < \mu \text{ и } s \neq r_2(t); \\ 0, & \text{если } \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \geq \mu. \end{cases}$$

Здесь $\gamma_{pl} = \gamma_{p1}$ при $1 \leq p \leq s$, если $r_2(t-1) < s \leq r_1(t)$ или $r_2(n) < s$; либо при $1 \leq p \leq r_1(t)$, если $r_1(t) < s \leq r_2(t)$ или $r_1(n) < s$.

$\gamma_{pl} = \gamma_{p2}$ при $r_1(t) < p \leq s$, если $r_1(t) < s \leq r_2(t)$ или $r_1(n) < s$.

$$(\sigma_s)^\dagger = \begin{cases} \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \gamma_{pl} - \sigma^{(3)}, & \text{если } \sum_{p=1}^s \bar{h}_p < \mu \text{ и } s = r_2(t); \\ 0, & \text{если } \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \geq \mu. \end{cases}$$

$$(\sigma_s)^\dagger = \begin{cases} \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \gamma_{p1} - \sigma^{(3)}, & \text{если } \sum_{p=1}^s \bar{h}_p < \mu \text{ и } s = r_1(t) \\ 0, & \text{если } \sum_{p=1}^s \bar{h}_p \geq \mu. \end{cases}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_\mu - \sigma^{(3)}.$$

Определяются коэффициенты бокового давления грунта $\xi_{\Phi p}$, коэффициенты, учитывающие арочный эффект в грунтах $a_{\Phi p}$, и сцепление в грунтах при определении равнодействующих бокового давления $B_{\Phi p}$.

При активном давлении грунта ($\Phi = a$):

$$\xi_{ap} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi_p^H}{2} \right);$$

$$\alpha_{ap} = \begin{cases} 3,2 \xi_{ap} - 0,48, & \text{если } 11\pi/90 < \varphi_p^H < 21\pi/90; \\ 1, & \text{если } \varphi_p^H < 11\pi/90. \end{cases}$$

$$B_{ap} = -4c_p^H/c.$$

При пассивном давлении грунта ($\Phi = P$):

$$\xi_{pp} = 19,100 - \sqrt{[327,61 - (22,9183\varphi_p^H - 0,30)^2]^2};$$

$$\alpha_{pp} = 1,0; \quad B_{pp} = 4c_p^H;$$

при давлении покоя ($\Phi = 0$): $\xi_{0p} = 1 - \sin \varphi_p^H$; $\alpha_{0p} = 1,0$; $B_{0p} = 0$.

Определяются равнодействующие давления грунта: активного $P_{a\theta}$, пассивного $P_{p\theta}$ и покоя $P_{0\theta}$ на участках стенки с номерами $\theta = 1, 2, \dots, m$: при $u = v$

$$P_{\Phi\theta}^{(1)} = c^2/2 \sqrt{\xi_{\Phi u+1}} [(\sigma_{\theta-1} + \sigma_\theta) \alpha_{\Phi u+1} \sqrt{\xi_{\Phi u+1}} + B_{\Phi u+1}];$$

при $u < v$

$$\begin{aligned} P_{\Phi\theta}^{(1)} = c^2/2 & \left\{ \sum_{p=1}^{u+1} h_p - (v-1) \right\} \sqrt{\xi_{\Phi u+1}} [(\sigma_{\theta-1}^\dagger + \sigma_{u+1}^\dagger) \alpha_{\Phi u+1} \times \\ & \times \sqrt{\xi_{\Phi u+1}} + B_{\Phi u+1}] + h_{u+2} \sqrt{\xi_{\Phi u+2}} [(\sigma_{u+1}^\dagger + \sigma_{u+2}^\dagger) \times \\ & \times \alpha_{\Phi u+1} \sqrt{\xi_{\Phi u+2}} + B_{\Phi u+2}] + h_{u+3} \sqrt{\xi_{\Phi u+3}} [(\sigma_{u+2}^\dagger + \sigma_{u+3}^\dagger) \times \\ & \times \alpha_{\Phi u+3} \sqrt{\xi_{\Phi u+3}} + B_{\Phi u+3}] + \dots + h_u \sqrt{\xi_{\Phi v}} [(\sigma_{v-1}^\dagger + \sigma_v^\dagger) \times \\ & \times \alpha_{\Phi v} \sqrt{\xi_{\Phi v}} + B_{\Phi v}] + \left(v - \sum_{p=1}^v h_p \right) \sqrt{\xi_{\Phi v+1}} [(\sigma_v^\dagger + \sigma_0^\dagger) \times \\ & \times \alpha_{\Phi v+1} \sqrt{\xi_{\Phi v+1}} + B_{\Phi v+1}]. \end{aligned}$$

Здесь $v = 0$, если $1 \leq k \leq l$ и $v = \mu$, если $k < 0 \leq m$;

$$P_{\Phi\theta} = \begin{cases} P_{\Phi\theta}^{(1)}, & \text{если } P_{\Phi\theta}^{(1)} > 0; \\ 0, & \text{если } P_{\Phi\theta}^{(1)} \leq 0. \end{cases}$$

Определяются равнодействующие реактивного давления грунта θ на участках стенки, которое возникает при бетонировании траншеи вследствие обжатия грунта бетоном или цементным раствором $P_{\theta\theta}$ ($\theta = 1, 2, \dots, m$)

$$P_{\theta\theta} = \begin{cases} P_{\theta\theta}^{(1)}, & \text{если } v \leq \Gamma; \\ P_{\theta\theta}^{(2)}, & \text{если } v > \Gamma \end{cases}$$

(здесь $v = \theta$ при $\theta = 1, 2, \dots, k$ и $v = \mu$ при $\theta = k+1, k+2, \dots, m$):

при $(v-1) < g_t$ и $g_t < v \leq \Pi_t$

$$P_{\theta\theta}^{(1)} = c^2 [(v - 0,5) \gamma_6 + \lambda \gamma_r - 0,5 (v - g_t)^2];$$

$$P_{\theta\theta}^{(2)} = c^2 [(\gamma_6 - \gamma_r) \Gamma + (v + \lambda - 0,5) \gamma_r - 0,5 (v - g_t)^2];$$

при $(v-1) > g_t$ и $v > \Pi_t$:

$$P_{\theta\theta}^{(1)} = c^2 [(v - 0,5) \gamma_6 + \lambda \gamma_r + 0,5 (v - g_t)^2 - 0,5 (\Pi_t - g_t)^2 - v + g_t + 0,5];$$

$$P_{60}^{(2)} = c^2 \left[(\gamma_0 - \gamma_r) \Gamma + (v + \dot{\chi} - 0,5) \gamma_r + 0,5 (v - g_t)^2 - \right. \\ \left. - 0,5 (\Pi_t - g_t)^2 - v + g_t + 0,5 \right];$$

при $(v - 1) < g_t$ и $v \geq \Pi_t$

$$P_{60}^{(1)} = c^2 [(v - 0,5) \gamma_0 + \dot{\chi} \gamma_r - 0,5 (\Pi_t - g_t)^2];$$

$$P_{60}^{(2)} = c^2 \left[(\gamma_0 - \gamma_r) \Gamma + (v + \dot{\chi} - 0,5) \gamma_r - 0,5 (\Pi_r - g_r)^2 \right];$$

при $(v - 1) > g_t$ и $v \leq \Pi_t$

$$P_{60}^{(1)} = c^2 [(v - 0,5) \gamma_0 + \dot{\chi} \gamma_r - v + g_t + 0,5];$$

$$P_{60}^{(2)} = c^2 \left[(\gamma_0 - \gamma_r) \Gamma + (v + \dot{\chi} - 0,5) \gamma_r - v + g_t + 0,5 \right];$$

при $(v - 1) > \Pi_t$ и $v \leq g_t$ или $(v - 1) > \Pi_n$

$$P_{60}^{(1)} = c^2 [(v - 0,5) \gamma_0 + \dot{\chi} \gamma_r];$$

$$P_{60}^{(2)} = c^2 [(\gamma_0 - \gamma_r) \Gamma + (v + \dot{\chi} - 0,5) \gamma_r].$$

Определяются равнодействующие начального бокового давления грунта на участки стенки 0 ($0=1, 2, \dots, m$):

$$P_{\theta} = \begin{cases} P_{1\theta} + P_{2\theta} + P_{3\theta}, & \text{если } 1 < \theta < k; \\ P_{1\theta} - P_{40}^{(3)} \xi, & \text{если } k < \theta < m; \end{cases}$$

$$\xi = \begin{cases} 1, & \text{если } P_{1\theta} = P_{60}; \\ 0, & \text{если } P_{1\theta} = P_{0\theta}, \end{cases}$$

где $P_{1\theta}$ — реактивное боковое давление грунта при бетонировании или боковое давление грунта в состоянии покоя; $P_{2\theta}$ — боковое давление грунта от сосредоточенных нагрузок, расположенных на поверхности грунта; $P_{3\theta}$ — боковое давление грунта от сплошной равномерно распределенной нагрузки, расположенной на поверхности грунта; $P_{40}^{(3)}$ — боковое давление от веса грунта, находящегося выше уровня дна котлована.

$$P_{1\theta} = \begin{cases} P_{60}, & \text{если } P_{60} > P_{0\theta}; \\ P_{0\theta}, & \text{если } P_{60} < P_{0\theta}; \end{cases}$$

$$P_{2\theta} = (2QU^2/\pi) ((2\theta - 1) : [U^2 + (\theta - 1)^2] (U^2 + \theta^2));$$

$$P_{3\theta} = cq \xi_{0u+1}, \quad \text{если } u = v;$$

$$P_{3\theta} = cq \left\{ \left[\sum_{p=1}^{u+1} \bar{h}_p - (\theta - 1) \right] \xi_{0u+1} + \bar{h}_{u+2} \xi_{0u+2} + h_v \xi_{0v} + \right. \\ \left. + \left(\theta - \sum_{p=1}^v \bar{h}_p \right) \xi_{0v+1} \right\}, \quad \text{если } u < v;$$

$$P_{40}^{(3)} = c^2 \sigma^{(3)} \xi_{0u+1}, \quad \text{если } u = v$$

$$P_{40}^{(3)} = c^2 \sigma^{(3)} \left\{ \left[\sum_{p=1}^{u+1} \bar{h}_p - (\theta - 1) \right] \xi_{0u+1} + h_{u+2} \xi_{0u+2} + \dots + \right. \\ \left. + \bar{h}_v \xi_{0v} \left(\theta - \sum_{p=1}^v \bar{h}_p \right) \xi_{0v+1} \right\}, \quad \text{если } u < v.$$

Определяется сила давления грунтовой воды на участках стенки с номерами $\tau = 1, 2, \dots, k$:
при $\tau - 1 < g_t$ и $g_t < \tau \leq \Pi_t$

$$P_{\tau}^{(3)} = \begin{cases} 0,5 c^2 (\tau - g_t + \bar{H}(t)), & \text{если } W > \tau; \\ 0, & \text{если } W < \tau; \end{cases}$$

при $(\tau - 1) > g_t$ и $\tau > \Pi_t$

$$P_{\tau}^{(3)} = \begin{cases} 0,5 c^2 [(\Pi_t + \tau - 2g_t - 1 + 2\bar{H}(t))(\Pi_t - \tau + 1)], & \text{если } W > \tau; \\ \zeta c^2 [(W - g_t + \bar{H}(t))(\Pi_t - \tau + 1)], & \text{если } W < \tau; \end{cases}$$

при $\tau - 1 < g_t$ и $\tau > \Pi_t$

$$P_{\tau}^{(3)} = \begin{cases} 0,5 c^2 (\Pi_t - g_t + \bar{H}(t))^2, & \text{если } W > \tau; \\ 0, & \text{если } W < \tau; \end{cases}$$

при $(\tau - 1) > g_t$ и $\tau < \Pi_t$

$$P_{\tau}^{(3)} = \begin{cases} c^2 (\tau - g_t - 0,5 + \bar{H}(t)), & \text{если } W > \tau; \\ \zeta c^2 (W - g_t + \bar{H}(t)), & \text{если } W < \tau; \end{cases}$$

при $(\tau - 1) > \Pi_{t-1}$ и $\tau \leq g_t$ или $(\tau - 1) > \Pi_n P_{\tau}^{(3)} = 0$.

Здесь $\zeta = \begin{cases} 1, & \text{если } W > g_t; \\ 0, & \text{если } W \leq g_t. \end{cases}$

Этап 4. Определяются равнодействующие перераспределенного (из-за прогибов и смещения стенки) бокового давления грунта и опорные реакции. Для нахождения перераспределенного давления грунта и опорных реакций требуется определить величины X_j (в дальнейшем называемые неизвестными), являющиеся: при $1 \leq j \leq m$ — реакциями грунта, при $(m+1) \leq j \leq l$ — реакциями опор, при $j = l+1$ и $j = l+2$ — соответственно перемещениями вершин четвертьплоскостей I и II, при $j = l+3$ и $j = l+4$ — углами поворота вершин соответственно четвертьплоскостей I и II, при $j = l+5$ — перемещением стенки в точке ее условной заделки, при $j = l+6$ — углом поворота стенки в точке условной ее заделки.

Значения неизвестных X_j определяются решением системы линейных алгебраических уравнений.

A. Элементы δ_{ij} матрицы системы определяются равенствами:
для $1 \leq (i \text{ и } j) \leq l$

$$\delta_{ij} = r\omega_{ij} + \tau_{ij} + \psi_{ij},$$

где $\tau_{ij} = \begin{cases} \chi_{ij} f_{ij}, & \text{если } 1 \leq (i \text{ и } j) \leq k \text{ или } k+1 \leq (i \text{ и } j) \leq m, \\ 0 & \text{в остальных случаях}; \end{cases}$

$$\psi_{ij} = \begin{cases} d_{i-j}, & \text{если } (m+1) \leq (i=j) \leq l; \\ 0 & \text{в остальных случаях}; \end{cases}$$

для $i = l+1$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} f_{ij}, & \text{если } 1 < j < k; \\ 1, & \text{если } j = l+1; \\ v_b, & \text{если } j = l+3; \\ 0, & \text{если } (k+1) < j < l, j = l+2 \text{ и } (l+4) < j < (l+6); \end{cases}$$

для $i=l+2$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} f_{ij}, & \text{если } (k+1) \leq j \leq m; \\ 1, & \text{если } j = l+2; \\ v_b^{(1)}, & \text{если } j = l+4; \\ 0, & \text{если } 1 \leq j \leq k, (m+1) \leq j \leq (l+1), j = \\ & = l+3, j = l+5 \text{ и } j = l+6; \end{cases}$$

для $i=l+3$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} f'_{ij}, & \text{если } 1 \leq j \leq k; \\ 1, & \text{если } j = l+3; \\ 0, & \text{если } (k+1) \leq j \leq (l+2) \text{ и } (l+4) \leq j \leq (l+6); \end{cases}$$

для $i=l+4$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} f'_{ij}, & \text{если } (k+1) \leq j \leq m; \\ 1, & \text{если } j = l+4; \\ 0, & \text{если } 1 \leq j \leq k, (m+1) \leq j \leq (l+3), j = l+5, j = l+6; \end{cases}$$

для $i=l+5$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{если } 1 \leq j \leq k; \\ -1, & \text{если } (k+1) \leq j \leq l; \\ 0, & \text{если } (l+1) \leq j \leq (l+6); \end{cases}$$

для $i=l+6$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} a_j, & \text{если } 1 \leq j \leq k; \\ -a_j, & \text{если } (k+1) \leq j \leq l; \\ 0, & \text{если } (l+1) \leq j \leq (l+6); \end{cases}$$

для $j=l+1$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{если } 1 \leq i \leq k; \\ 0, & \text{если } (k+1) \leq i \leq l; \end{cases}$$

для $j=l+2$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{если } (k+1) \leq i \leq m; \\ 0, & \text{если } 1 \leq i \leq k \text{ и } (m+1) \leq i \leq l; \end{cases}$$

для $j=l+3$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} v_l, & \text{если } 1 \leq i \leq k; \\ 0, & \text{если } (k+1) \leq i \leq l; \end{cases}$$

для $j=l+4$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} v_l^{(1)}, & \text{если } (k+1) \leq i \leq m; \\ 0, & \text{если } 1 \leq i \leq k \text{ и } (m+1) \leq i \leq l; \end{cases}$$

для $j=l+5$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{если } 1 \leq i \leq k; \\ -1, & \text{если } (k+1) \leq i \leq l; \end{cases}$$

для $j=l+6$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} a_i, & \text{если } 1 \leq i \leq k; \\ -a_i, & \text{если } (k+1) \leq i \leq l. \end{cases}$$

В вышеприведенных равенствах:

$$\begin{aligned} \chi &= \begin{cases} \lambda_i, & \text{если } j=i; \\ 1, & \text{если } j \neq i; \end{cases} \\ v_B &= \text{Шк}^*; \quad v_B^{(1)} = v_B - W; \\ v_v &= v; \\ v_v^{(1)} &= m + 1 - v \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} (v=i \text{ или } j). \end{array} \right.$$

Значения f_{ij} и f'_{ij} вычисляются по формулам:

$$f'_{ij} = \left(1/v_j^2 \right) \left[2\rho : (1-\rho^2) - \int_0^\infty f_3(t) dt \right];$$

если $j \neq i$,

$$f_{ij} = -\ln |1-\rho^2| - \rho \int_0^\infty f_1(t) dt;$$

если $j = i$,

$$\begin{aligned} f_{ij} = f_{ii} &= 2\rho_1 \ln (8\rho_1^2 + 2\rho_1 - 1) : (8\rho_1^2 - 2\rho_1 - 1) + \ln (4\rho_1^2 - 1) - \\ &- 1/2 \ln (16\rho^2 - 1) + \rho_1 \int_0^\infty f_2(t) dt, \end{aligned}$$

где

$$f_1(t) = \{ [1 + (1+t^2) : \operatorname{ch}^2 \pi t/2] t \cos \delta t + [1 -$$

$$-(1+t^2) : \operatorname{ch}^2 \pi t/2] \sin \delta t \} [(th \pi t/2) : M \operatorname{ch}^2 \pi t/2];$$

$$f_2(t) = \{ [1 + (1+t^2) : \operatorname{ch}^2 \pi t/2] [\sin \delta_2 t - \sin \delta_1 t] +$$

$$+ (1/t) [1 - (1+t^2) : \operatorname{ch}^2 \pi t/2] (\cos \delta_2 t - \cos \delta_1 t) \} [(th \pi t/2) : M \operatorname{ch}^2 \pi t/2];$$

$$f_3(t) = \{ 2t \cos \delta t - [t^2 - 1 + (1+t^2)^2 \operatorname{ch}^2 \pi t/2] \sin \delta t \} \times$$

$$\times [(th \pi t/2) : M \operatorname{ch}^2 \pi t/2];$$

$$M = 1 + [1 : \operatorname{ch}^2 \pi t/2] [2(t^2 - 1) + (1+t^2)^2 \operatorname{ch}^2 \pi t/2];$$

$$\delta = \ln \rho; \quad \delta_1 = \ln (1 + 1/2\rho_1); \quad \delta_2 = \ln (1 - 1/2\rho_1);$$

$$\rho = \begin{cases} v_i/v_j, & \text{если } 1 \leq i \leq j \leq k; \\ v_i^{(1)}/v_j^{(1)}, & \text{если } (k+1) \leq i \leq j \leq m; \\ v_B/v_j, & \text{если } i = l+1, \quad i = l+3 \ (1 \leq j \leq k); \\ v_B^{(1)}/v_j^{(1)}, & \text{если } i = l+2 \text{ и } i = l+4 \ (k+1) \leq j \leq m; \end{cases}$$

$$\rho_1 = \begin{cases} v_i, & \text{если } 1 \leq i \leq k; \\ v_i^{(1)}, & \text{если } (k+1) \leq i \leq m; \end{cases}$$

$$v_j^{(2)} = \begin{cases} v_j, & \text{если } i = l+3 \ (1 \leq j \leq k); \\ v_j^{(1)}, & \text{если } i = l+4 \ (k+1) \leq j \leq m. \end{cases}$$

* Рекомендуется принимать Ш=3.

Б. Свободные члены β_i определяются следующим образом.

1. При первой расчетной схеме $\mathcal{E} = N$ (грунт перед стенкой открыт на глубину H_N , опоры отсутствуют).

Расчет на боковое давление грунта и давление грунтовых вод

$$\beta_i = \begin{cases} 0, & \text{если } (m+1) \leq i \leq (m+4); \\ \Delta_{pi} + \Delta_{\bar{p}i}, & \text{если } 1 \leq i \leq m, \quad i = m+5; \quad i = m+6, \end{cases}$$

$$\text{где } \Delta_{pi} = \begin{cases} -r \sum_{j=1}^m P_j^* \omega_{ij}, & \text{если } 1 \leq i \leq m; \\ \sum_{j=k+1}^m P_j^* - \sum_{j=1}^k P_j^*, & \text{если } i = m+5; \\ \sum_{j=k+1}^m P_j^* a_j - \sum_{j=1}^k P_j a_j, & \text{если } i = m+6. \end{cases}$$

$$\Delta_{\bar{p}i} = \begin{cases} -r \sum_{j=1}^k \bar{P}_j^{(3)} \omega_{ij}, & \text{если } 1 \leq i \leq m; \\ -\sum_{j=1}^k \bar{P}_j^{(3)}, & \text{если } i = m+5; \\ -\sum_{j=1}^k \bar{P}_j^{(3)} a_j, & \text{если } i = m+6. \end{cases}$$

$$\text{Здесь } \omega_{ij} = \begin{cases} \zeta_{ij} \omega_{ij}^{(1)}, & \text{если } a_j > a_i; \\ \zeta_{ij} \omega_{ij}^{(2)}, & \text{если } a_j < a_i; \end{cases}$$

$$\omega_{ij}^{(1)} = a_i^2 (3a_j - a_i); \quad \omega_{ij}^{(2)} = a_j^2 (3a_i - a_j);$$

$$\zeta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{если } 1 \leq (i \text{ и } j) \leq k \text{ или } (k+1) \leq (i \text{ и } j) \leq m; \\ -1 & \text{в остальных случаях.} \end{cases}$$

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

$$P_j^* = \begin{cases} P_j, & \text{если } P_{aj} \leq (P_j + X_j) \leq P_{pj}; \\ P_{aj}, & \text{если } (P_j + X_j) < P_{aj}; \\ P_{pj}, & \text{если } (P_j + X_j) > P_{pj}, \end{cases} \quad (1)$$

Здесь при определении P_{aj} ($1 \leq j \leq k$) следует принимать $a_{ap} = 1$. Если среди полученных P_j^* не окажется значений, равных P_{aj} или P_{pj} при $1 \leq j \leq m$, то вычисление P_j^* на данном этапе считается законченным. После этого переходят к определению равнодействующих перераспределенного бокового давления грунта на участках стенки j по равенству

$$P_j^{(3)} = P_j^* + X_j \quad (1 \leq j \leq m). \quad (2)$$

Если же среди полученных P_j^* окажутся значения, равные P_{aj} или P_{pj} , тогда делается повторный расчет по определению неизвестных X_j . Неизве-

стные X_j с индексами j , при которых значения P_{j*} оказались равными P_{aj} или P_{pj} , принимаются равными нулю, из дальнейшего рассмотрения (определения) исключаются. Кроме того, из рассмотрения исключаются неизвестные X_j с индексами $j=m+1$ и $j=m+3$ в случае, если оказываются исключенными все X_j с индексами, лежащими в интервале $1 \leq j \leq k$, а также X_j с индексами $j=m+2$ и $j=m+4$, когда оказываются исключенными все неизвестные X_j с индексами j , лежащими в интервале $(k+1) \leq j \leq m$.

Для повторного расчета формируется новая матрица путем исключения из ранее сформированной матрицы строк и столбцов, номера которых равны индексам исключаемых неизвестных. При повторном вычислении Δ_{pj} в качестве нагрузки на стенку принимаются значения P_{j*} , вычисленные по равенству (1).

Далее решается новая полученная система со свободными членами:

$$\beta_i = \begin{cases} 0, & \text{если } (m+1) \leq i \leq (m+4); \\ \Delta_{pi} + \Delta_{pj}, & \text{если } 1 \leq i \leq m, i = m+5 \text{ и } i = m+6. \end{cases}$$

После определения неизвестных вычисляют P_{j*} с новыми значениями X_j , по равенству (1). Если среди полученных P_{j*} не появятся новые предельные значения давления грунта, равные P_{aj} или P_{pj} , то вычисление P_{j*} на данном этапе считают законченным и переходят к определению перераспределенного давления грунта ($P_j^{(3)}$), определяемого равенством (2). Затем определяют изгибающие моменты $M_z^{(3)}$, перерезывающие силы $Q_z^{(3)}$ и давление грунта на стенку $P_z^{(3)}$. Если появятся новые предельные значения давления грунта, то выполняется дальнейшее определение X_j до тех пор, пока среди вычисляемых на данном этапе P_{j*} не будут появляться предельные значения, равные P_{aj} или P_{pj} .

Если стенка закрепляется на данной глубине H_N распорками или плитами, то находящие равнодействующие перераспределенного бокового давления грунта на данном этапе считаются законченными. Если стенка закрепляется анкерами, то давление грунта определяют с учетом натяжения анкеров S_N .

Расчет бокового давления грунта от предварительного натяжения анкеров S_n , с номерами $n=N$

При расчете определяются неизвестные X_j ($1 \leq j \leq m+6$). Элементы δ_{ij} матриц системы определяются равенствами, приведенными в этапе 4. А.

Свободные члены уравнений определяются равенством

$$\beta_i = \begin{cases} 0, & \text{если } (m+1) \leq i \leq m+4; \\ \Delta_{sj}, & \text{если } 1 \leq i \leq m, i = m+5, i = m+6, \end{cases}$$

$$\text{где } \Delta_{sj} = \begin{cases} rS_n\omega_{in}, & \text{если } 1 \leq i \leq k; \\ -rS_n\omega_{in}, & \text{если } (k+1) \leq i \leq m; \\ S_n, & \text{если } i = m+5; \\ S_na_n, & \text{если } i = m+6. \end{cases}$$

$$\text{Здесь } \omega_{in} = \begin{cases} a_i^2(3a_n - a_i), & \text{если } a_n > a_i; \\ a_n^2(3a_i - a_n), & \text{если } a_n < a_i, n = N. \end{cases}$$

После решения системы и определения неизвестных X_j ($1 \leq j \leq m+6$) находят равнодействующие перераспределенного давления грунта:

$$P_{sj}^{(3)} = \begin{cases} P_j^{(3)} + X_j, & \text{если } P_{aj} \leq (P_j^{(3)} + X_j) \leq P_{pj}; \\ P_{aj}, & \text{если } (P_j^{(3)} + X_j) < P_{aj}; \\ P_{pj}, & \text{если } (P_j^{(3)} + X_j) > P_{pj}. \end{cases} \quad (3)$$

Здесь при вычислении P_{aj} при $(k+1) \leq j \leq m$ принимают значение $a_{ap} = 1$. Если среди полученных $P_{sj}^{(9)}$ не окажется значений, равных P_{aj} или P_{pj} при $1 \leq j \leq m$, тогда вычисление $P_{sj}^{(9)}$ считается законченным. Если же среди полученных $P_{sj}^{(9)}$ окажутся значения, равные P_{aj} или P_{pj} , то делается повторный расчет по определению неизвестных X_j . Неизвестные X_j с индексами j , при которых значения $P_{sj}^{(9)}$ оказались равными P_{aj} или P_{pj} , приравниваются нулю и из дальнейшего рассмотрения исключаются. Кроме того, исключаются неизвестные X_j с индексами $j=m+1$ и $j=m+3$, а также неизвестные X_j с индексами $j=m+2$ и $j=m+4$, если все неизвестные X_j с индексами j , лежащими соответственно в интервале $1 \leq j \leq k$ и $(k+1) \leq j \leq m$, окажутся исключенными.

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

При повторном вычислении X_j свободные члены β_i определяются равенством

$$\beta_i = \begin{cases} 0, & \text{если } (m+1) \leq i \leq (m+4); \\ \Delta_{pi} + \Delta_{si}, & \text{если } 1 \leq i \leq m, \quad i = m+5; \quad i = m+6. \end{cases}$$

При вычислении Δ_{pi} в качестве нагрузки P_{j^*} принимаются значения P_{sj} , определяемые по равенству:

$$P_{sj}^* = \begin{cases} 0, & \text{если } P_{aj} \leq (P_j^{(9)} + X_j) \leq P_{pj}; \\ P_{aj}, & \text{если } (P_j^{(9)} + X_j) \leq P_{aj}; \\ P_{pj}, & \text{если } (P_j^{(9)} + X_j) > P_{pj}. \end{cases} \quad (4)$$

После определения неизвестных вычисляют $P_{sj}^{(9)}$ по равенству (3) с новыми значениями X_j . Если среди полученных $P_{sj}^{(9)}$ не появится новых предельных значений давления грунта, то вычисление X_j на данном этапе считается законченным. Если же появятся новые предельные значения давления грунта, то продолжается дальнейшее определение X_j до тех пор, пока появятся предельные значения P_{aj} и P_{pj} при определении $P_{sj}^{(9)}$. После окончательного определения $P_{sj}^{(9)}$ вычисляют $M_z^{(9)}$, $Q_z^{(9)}$ и $P_z^{(9)}$.

II. При второй расчетной схеме $\varepsilon = N - 1$ (грунт перед стенкой открыт на глубину H_{N-1} , стена подпирается N -й опорой).

Расчет на дополнительное давление, вызванное выемкой грунта и удалением грунтовой воды из котлована, и на опорный момент

При расчете определяются неизвестные X_j ($1 \leq j \leq l+6$). Элементы δ_{ij} матрицы системы определяются равенствами, приведенными в этапе 4.А. Свободные члены уравнений определяются равенством:

$$\beta_i = \begin{cases} 0, & \text{если } (l+1) \leq i \leq (l+4); \\ \Delta_{pi} + \Delta_{si} + \Delta_{Mi}, & \text{если } 1 \leq i \leq l, \quad i = l+5; \quad i = l+6, \end{cases}$$

$$\text{где } \Delta_{pi}^- = \begin{cases} -r \sum_{j=1}^m P_j^* \omega_{ij}, & \text{если } 1 \leq i \leq l; \\ \sum_{j=k+1}^m P_j^* - \sum_{j=1}^k P_j^*, & \text{если } i = l+5; \\ \sum_{j=k+1}^m P_j^* a_j - \sum_{j=1}^k P_j^* a_j, & \text{если } i = l+6; \end{cases}$$

$$\Delta_{pi} = \begin{cases} -r \sum_{j=1}^k P_j^{(3)} \omega_{ij}, & \text{если } 1 \leq i \leq l, \\ -\sum_{j=1}^k P_j^{(3)}, & \text{если } i = l+5; \\ -\sum_{j=1}^k P_j^{(3)} a_j, & \text{если } i = l+6; \end{cases}$$

$$\Delta_{Mi} = \begin{cases} -(3r/C) M_n^0 \theta_{in}, & \text{если } 1 \leq i \leq k; \\ (3r/C) M_n^0 \theta_{in}, & \text{если } (k+1) \leq i \leq l; \\ 0, & \text{если } i = l+5; \\ -M_n^0, & \text{если } i = l+6. \end{cases}$$

Здесь $\theta_{in} = \begin{cases} a_i^2, & \text{если } a_n \leq a_i; \\ (2a_i - a_n)a_n, & \text{если } a_n < a_i; \end{cases} n = N.$

При вычислении Δ_{pi} в качестве нагрузки P_j^{*} вначале принимаются значения $\Delta P_j^{(3)}$.

$$\Delta P_j^{(3)} = \begin{cases} -P_j^{(3+1)} (\text{или} -P_{sj}^{(3+1)}), & \text{если } (2k - W_3) < j \leq (2k - W_{3+1}); \\ \Delta P_{4j}^{(3)}, & (k+1) \leq j \leq m_3, \text{ если } (k+1) \leq j \leq m_3, \end{cases}$$

где $\Delta P_{4j}^{(3)} = P_{4j}^{(3+1)} - P_{4j}^{(3)}$; $\varepsilon = N - 1$.

При определении Δ_{pi} в качестве нагрузки $P_j^{(3)}$ принимаются значения $\Delta P_j^{(3)} = P_j^{(3)} - P_j^{(3+1)}$. После решения системы и нахождения неизвестных X_j ($1 \leq j \leq l+6$) вычисляются значения равнодействующих давления грунта $P_j^{(3)}$ по следующим равенствам:

для $1 \leq j \leq m_3$ (при $\varepsilon = N - 1$)

$$P_j^{(3)} = \begin{cases} P_j^{(3+1)} (\text{или} P_{sj}^{(3+1)}) + X_j, & \text{если } P_{aj} \leq \\ & \leq [P_j^{(3+1)} (\text{или} P_{sj}^{(3+1)}) + X_j] \leq P_{pj}; \\ P_{aj}, & \text{если } [P_j^{(3+1)} (\text{или} P_{sj}^{(3+1)}) + X_j] > P_{aj}; \\ P_{pj}, & \text{если } [P_j^{(3+1)} (\text{или} P_{sj}^{(3+1)}) + X_j] > P_{pj}; \end{cases} \quad (5)$$

для $m+1 \leq j \leq l_3$

$$P_{j-a}^{(3)} = \begin{cases} X_j, & \text{если } S_{j-a} = 0 \text{ и } X_j > 0; \\ X_j + S_{j-a}, & \text{если } S_{j-a} \neq 0 \text{ и } (X_j + S_{j-a}) > 0; \\ 0, & \text{если } X_j \leq 0 \text{ или } (X_j + S_{j-a}) \leq 0. \end{cases} \quad (6)$$

Если среди полученных $P_j^{(3)}$ не окажется значений, равных P_{aj} , P_{pj} (для $1 \leq j \leq m_3$) или нулю (для $m+1 \leq j \leq l_3$), то вычисление $P_j^{(3)}$ считается завершенным. Если среди полученных $P_j^{(3)}$ окажутся значения, равные P_{aj} или P_{pj} или нулю, то делается повторный расчет неизвестных X_j аналогично изложенному в этапе 4.

При вычислении Δp_i в качестве нагрузки $P_j^{(s)}$ принимаются значения $P_{j^{(s)}}$, определяемые равенством

$$P_j^{(s)} = \begin{cases} \Delta P_j^{(s)}, & \text{если } P_{aj} \leq [P_I^{(s+1)} (\text{или } P_{sj}^{(s+1)}) + X_j] \leq P_{pj}; \\ P_{aj}, & \text{если } [P_{sj}^{(s+1)} (\text{или } P_I^{(s+1)}) + X_j] \leq P_{aj}; \\ P_{pj}, & \text{если } [P_I^{(s+1)} (\text{или } P_{sj}^{(s+1)}) + X_j] > P_{pj}. \end{cases}$$

После определения неизвестных находят значения $P_j^{(s)}$ по равенствам (5) и (6) с новыми значениями X_j . Если среди полученных $P_j^{(s)}$ не появятся новые предельные значения давления грунта, тогда вычисление X_j на данном этапе считается законченным. Если появятся новые предельные значения грунта, то продолжают отыскивать X_j до тех пор, пока не появятся предельные значения P_{aj} и P_{pj} при определении $P_j^{(s)}$. После окончательного определения $P_j^{(s)}$ вычисляют $M_z^{(s)}$, $Q_z^{(s)}$ и $P_z^{(s)}$.

Если опора с номером $n=N-1$ является анкерной, то давление грунта рассчитывают от предварительного натяжения анкеров S_n с номерами $n=N-1$. Расчет ведется аналогично изложенному на стр. 184 (этап 4). После определения $P_{sf}^{(s)}$ вычисляют $M_z^{(s)}$, $Q_z^{(s)}$ и $P_z^{(s)}$.

III. При третьей расчетной схеме $\varepsilon=N-2$ (грунт перед стенкой открыт на глубину H_{N-2} , стена опирается на две опоры с номерами N и $N-1$).

Расчет бокового давления грунта и опорных реакций ведется аналогично изложенному на стр. 189 (этап 4.II). В случае устройства анкерной опоры в ряду $n=N-2$ расчет ведется аналогично тому, как это сделано на стр. 189 (этап 4.II).

Давление грунта и реакций опор при отрывке котлована до глубин H_{N-3} , H_{N-4} ... до H_0 рассчитывается аналогично вышеизложенному.

Этап 5. Определяются опорные реакции $R_n^{(s)}$, изгибающие моменты $M_z^{(s)}$, перерезывающие силы $Q_z^{(s)}$ и боковое давление грунта по формулам:

$$R_n^{(s)} = n_1 P_{j-a}^{(s)}; \\ M_z^{(s)} = c \left[n_1 \left(\sum_{v=1}^k P_v^{(s)} \eta_{zv} - \sum_{v=k+1}^{l_3} P_v^{(s)} \eta_{zv} \right) + n_2 \sum_{v=1}^k P_v^{(s)} \eta_{zv} + \right. \\ \left. + n_3 \sum_{v=m_3+1}^{l_3} M_{v-a}^0 \varepsilon_{zv} - n_4 \sum_{v=m_3+1}^{l_3} S_{v-a} \eta_{zv} \right];$$

$$Q_z^{(s)} = n_1 \left(\sum_{v=1}^k P_v^{(s)} \varepsilon_{zv} - \sum_{v=k+1}^{l_3} P_v^{(s)} \varepsilon_{zv} \right) + n_2 \sum_{v=1}^k P_v^{(s)} \varepsilon_{zv} - \\ - n_4 \sum_{v=m_3+1}^{l_3} S_{v-a} \varepsilon_{zv};$$

$$P_z^{(s)} = (1/c) P_{k+1-j}^{(s)}; \quad P_{32}^{(s)} = (1/c) P_{j-k}^{(s)}.$$

В этих формулах:

$$z=1, 2, \dots, f; \quad v=1, 2, \dots, l_3; \quad j=1, 2, \dots, m_3;$$

$$\eta_{zv} = \begin{cases} a'_z - a_v, & \text{если } a'_z \geq a_v; \\ 0, & \text{если } a'_z < a_v; \end{cases}$$

$$\varepsilon_{zv} = \begin{cases} 1, & \text{если } a'_z \geq a_v; \\ 0, & \text{если } a'_z < a_v. \end{cases}$$

Приложение 2

Конструктивные схемы заделки тяги в рабочей части анкера и на удерживаемой конструкции

Вид арматурного элемента тяги следует выбирать исходя из прочности арматуры в уширении, простоты ее закрепления на стенке, экономии металла и использования существующих типов домкратов для натяжения арматуры. В качестве арматурных элементов рекомендуется использовать стержневую

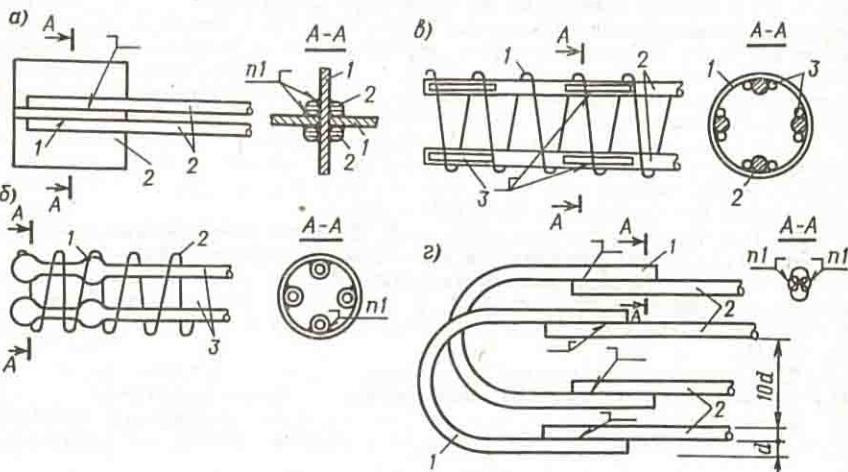


Рис. 96. Конструктивные схемы анкеровки тяги из стержневой арматуры в рабочей части анкера

a — стержни, приваренные к полосовой стали; *1* — полосовая сталь; *2* — стержневая арматура класса А-В; *b* — головки на стержневой арматуре; *1* — высаженные головки; *2* — спираль 6—8 мм; *3* — стержневая арматура класса А-В; *c* — коротышки из арматурной стали; *1* — спираль; *2* — стержневая арматура класса А-В; *3* — коротышки; *d* — петлевые арматурные стержни; *1* — петля из арматуры класса А-III; *2* — стержневая арматура класса А-В.

арматуру класса А-В марки 23×2Г2Т диаметром до 22 мм, с условным пределом текучести $\sigma_t = 800$ МПа, пределом прочности $\sigma_u = 1050$ МПа и относительным удлинением 7 %. Достоинствами этой арматуры являются ее высокие прочность и свариваемость. Предварительное напряжение $\sigma = (0,9 \div 1)\sigma_t$, при максимальном диаметре 22 мм площадь стержня составит $3,8 \text{ см}^2$. Один стержень дает максимальное усилие натяжения $P = 1 \cdot 800 \cdot 3,8 \cdot 10^{-4} = 0,304 \text{ МН}$. Таким образом, практически необходимое усилие 0,6—1,2 МН может быть обеспечено двумя или четырьмя стержнями диаметром 22 мм. Во всех случаях предпочтительнее применять четыре стержня, соответственно уменьшая их диаметры.

Стержневая арматура из стали класса А-В в бетоне анкеруется следующими способами: приваркой стержней к стальному крестообразному анкеру, созданием уширений или головок с установкой спирали в зоне анкеровки, приваркой коротышей или же петель (рис. 96).

Арматуру натягивают следующим образом (рис. 97). Заранее, при заготовке арматуры, на стержни надевают скользящую колодку и на концы арматуры — другую колодку. Опорный столик ставят на опорную плиту стенки, на него устанавливают домкрат. Накидную гайку домкрата присоединяют к тяге. Затем в цилиндр домкрата подают масло и натягивают все стержни. Скользящую колодку сдвигают вдоль стержней до опорной плиты и в ее кли-

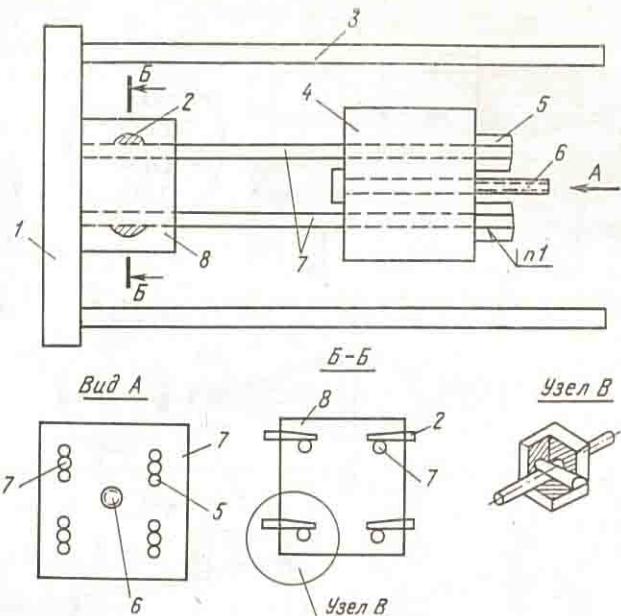


Рис. 97. Схема натяжения стержневой арматуры

1 — натягиваемые стержни; 2 — коротышки, приваренные к концам стержней; 3 — клиновый зажим конструкции завода «Баррикада»; 4 — тяга для присоединения к накидной части домкратов; 5 — скользящая колодка для закрепления прядей после натяжения; 6 — опорная плита на подпорной стенке; 7 — колодка для временного крепления стержней; 8 — опорный столик домкрата

новые отверстия поочередно забивают клинья. Давление в цилиндре домкрата снижают и накидную гайку отвинчивают с тяги. Концы стержней у скользящей колодки обрезают. Для временного закрепления стержней на колодке вместо приваренных к ним коротышек можно использовать инвентарные цанговые зажимы НИИЖБ со 100-кратной оборачиваемостью.

Арматурные элементы можно изготовить из высокопрочной проволоки в виде пучков и прядей. При максимальном усилии анкера 0,4—1 МН, средней величине предварительного натяжения 1000 МПа, пределе прочности 1600 МПа усилие натяжения одной проволоки диаметром 5 мм с площадью сечения 0,2 см² составит 0,02 МН. Емкость пучка из высокопрочной проволоки находится в пределах 20—60 штук.

Способы закрепления проволочных пучков и прядей в бетоне представлены на рис. 98. Для присоединения прядей к домкрату и закрепления их на стенке может быть использован тот же принцип, что и для стержней (рис. 99).

Пряди натягивают в следующем порядке. Вначале на пряди надевают колодки, затем клиньями пряди закрепляют в колодке 2. Тягу присоединяют к накидной гайке домкрата и осуществляют натяжение прядей, при этом домкрат опирается на опорный столик. Колодку 3 сдвигают к плите и закрепляют в ней пряди клиньями. Домкрат отсоединяют от тяги, а концы прядей у колодки 3 обрезают.

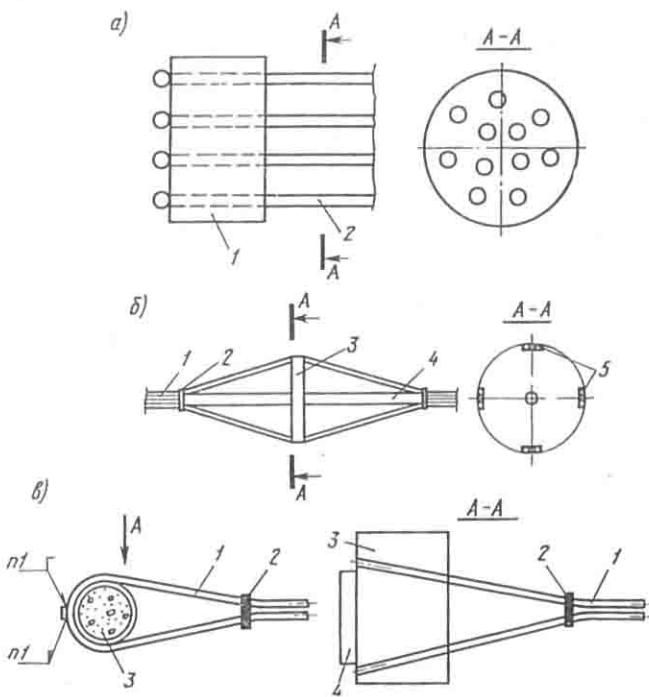


Рис. 98. Конструктивные схемы анкеровки тяги из проволочной и прядевой арматуры в рабочей части анкера

a — головки в пучках проволочной арматуры; *1* — колодка; *2* — проволока с высаженными головками; *b* — стержневой каркас в проволочной арматуре: *1* — проволочный пучок; *2* — скрутка из проволоки \varnothing 3 мм; *3* — диафрагма \varnothing 80 мм; *4* — стержень \varnothing 25–30 мм; *5* — прорези для размещения 1/4 пучка; *c* — проволочная петля с металлической трубкой:

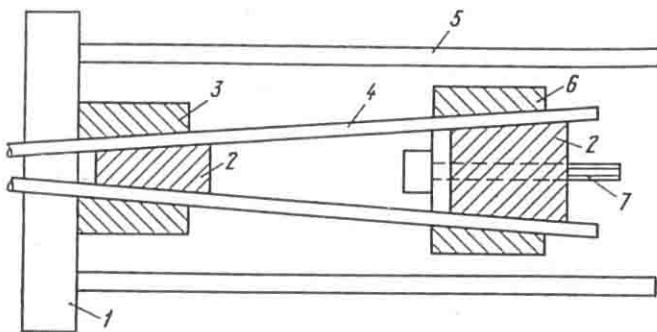
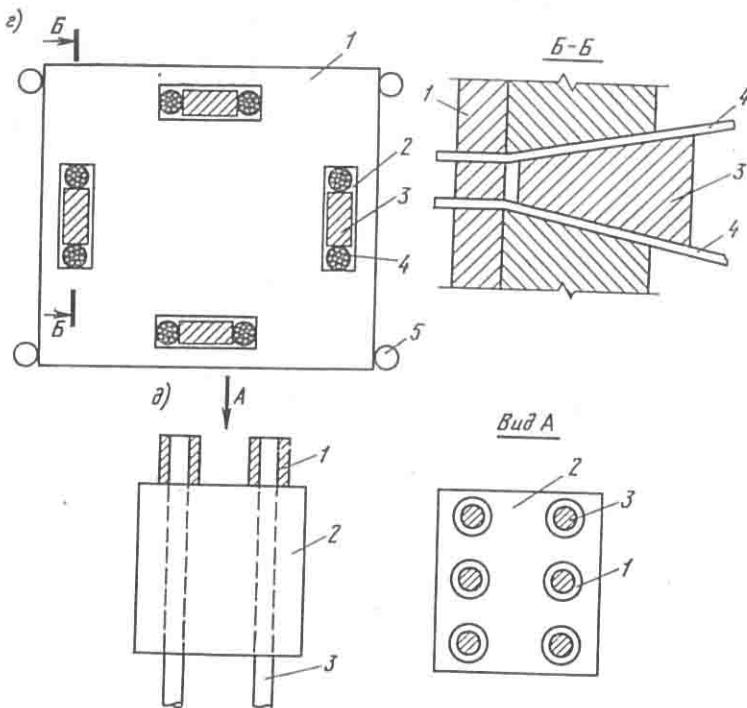


Рис. 99. Схема присоединения прядей арматуры тяги анкера к домкрату и закрепления их на стенке

1 — опорная плита на подпорной стенке; *2* — клинья для закрепления прядей; *3* и *6* — колодки для временного крепления прядей при натяжении и закрепления их после натяжения; *4* — пряди; *5* — опорный столик домкрата; *7* — тяга для присоединения колодки и накидной гайки домкрата



1 — проволочный пучок; 2 — скрутка из проволоки \varnothing 3 мм; 3 — металлическая трубка \varnothing 70—80 мм; 4 — планка, препятствующая смещению проволоки; 5 — клиновый зажим прядей арматуры; 1 — колодка; 2 — клиновое отверстие; 3 — клин; 4 — пряди; 5 — U-образные хомуты; 6 — втулки, напрессованные на прядевой арматуре; 1 — пряди; 2 — напрессованные втулки из Ст.2 и Ст.3 длиной 80—100 мм; 3 — колодка; 4 — хомуты

Приложение 3

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	f_t^H песчаных грунтов средней плотности, МПа					
	крупных, средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—
	глинистых грунтов консистенции					
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
3	0,048	0,035	0,025	0,020	0,008	0,004
5	0,056	0,040	0,029	0,024	0,010	0,006
7	0,060	0,043	0,032	0,025	0,011	0,007
10	0,065	0,046	0,034	0,026	0,012	0,008
15	0,072	0,051	0,038	0,028	0,014	0,010
20	0,079	0,056	0,041	0,030	0,016	0,012
25	0,086	0,061	0,044	0,032	0,018	—
30	0,093	0,066	0,047	0,034	0,020	—

Примечания: 1. Для плотных песчаных грунтов значения f_t^H увеличиваются на 30 %. 2. Средняя глубина заложения рабочей части анкера должна быть не менее $15d$ анкера.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Агамирзян Л. С. Расчет анкерных фундаментов по устойчивости и перемещениям. Тбилиси, 1957 (ТБИИЖТ).
2. Баташев Н. Н., Куриев Е. М., Осипов П. Ф. Приготовление, обработка и очистка глинистых растворов. М., Гостоптехиздат, 1963.
3. Бобриков Б. В. Активное давление сыпучего тела на подпорные стенки ограниченной длины.— Труды МИИТ, вып. 77. «Мосты и строительные конструкции». М., Трансжелдориздат, 1952.
4. Болячевский Б. И., Чумаков И. С. Новое в строительстве подземных сооружений большого поперечного сечения методом опускного колодца.— В кн.: Новая технология и оборудование для строительства подземных сооружений. Л., изд. Ин-та коммун. хоз., 1974.
5. Вережбицкий Ж. М. Подземные этажи Эрмитажа.— «Строительство и архитектура Ленинграда», 1974, № 7.
6. Головко В. И. Оборудование для приготовления и очистки буровых растворов. М., «Недра», 1971.
7. Гончаров Ю. М. Экспериментальные исследования взаимодействия шпунтового ограждения и грунта.— Сб. трудов НИИОСП, № 43 «Механика грунтов». М., Госстройиздат, 1961.
8. Гончаров Ю. М. Расчет тонких стенок с учетом перераспределения активного давления грунта по высоте стенки.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1962, № 5.
9. Гуменский Б. М. Основы физикохимии глинистых грунтов и их использование в строительстве. Л., Стройиздат, 1965.
10. Давыдов С. С. Расчет и проектирование подземных конструкций. М., Госстройиздат, 1950.
11. Дуброва Г. А. Взаимодействие грунта и сооружений. М., «Речной транспорт», 1963.
12. Дуброва Г. А. Распределение давления грунта на гибкие деформирующие сооружения. М., «Речной транспорт», 1958, № 10.
13. Калманок А. С. Строительная механика пластинок. М., Машстройиздат, 1950.
14. Камбебор А. Инъекция грунтов. Пер. с франц. М., «Энергия», 1971.
15. Кананин А. С. Экспериментальные исследования работы оснований анкерных фундаментов.— Сб. трудов НИИОСП, № 53. М., 1963.
16. Кананин А. С. Исследование работы оснований анкерных фундаментов.— Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 40. Л., «Энергия», 1967.
17. Клейн Т. К. Расчет шпунтовых ограждений в упругой и предельной стадиях работы основания.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 6.
18. Копейко В. Я. Опыт строительства подземных помещений способом «стена в грунте».— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1973, № 3.
19. Лазебник Г. Е., Чернышева Е. Н. Исследование распределения давления грунта на модель гибких одноанкерных подпорных стенок.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1966, № 2.

20. Максименко В. Методы укрепительных работ в Италии. Корневидные сваи и анкеры в грунте.—«Строительство и архитектура», 1974, № 6.
21. Маликова Т. А. Расчет полосы, нагруженной любой нагрузкой, лежащей на четверти упругой плоскости.—В кн.: Механика грунтов, сб. № 49. М., 1962. [НИИ оснований и подземных сооружений].
22. Мариупольский Л. Г. Несущая способность анкерных фундаментов.—«Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 1.
23. Огранович И. Б., Горбунов-Посадов М. И. Расчет фундаментной стенки на горизонтальную нагрузку с учетом разрыва сплошности основания.—«Основания, фундаменты и механика грунтов», 1966, № 3.
24. Оперштейн В. Л. Гидроизоляция стен опускных колодцев.—«Основания, фундаменты и механика грунтов», 1969, № 5.
25. Орнатский Н. В., Сергеев Е. М., Шехтман Ю. М. Исследование процесса кольматации песков. М., Изд.-во МГУ, 1955.
26. Орлов С. А. Методы статического расчета сборных железобетонных обделок тоннелей. М., Госстройиздат, 1961.
27. Раюк В. Ф. Расчет бокового давления грунта на вертикальную грань подпорной стенки с учетом ее деформации и смещения.—«Гидротехническое строительство», 1968, № 9.
28. Раюк В. Ф. Основные положения расчета на прочность круглых колодцев, возводимых способом «стена в грунте».—Труды ВНИИГС, вып. 35. Л., Стройиздат, 1973.
29. Репников Л. Н., Горбунов-Посадов М. И. Расчет плоской анкерной плиты, работающей в стадии уплотнения грунта.—«Основания, фундаменты и механика грунтов», 1969, № 5.
30. Роджерс В. Ф. Состав и свойства промывочных жидкостей. Пер. с англ. М., «Недра», 1967.
31. Савченко Ф. М. Исследование работы анкерных фундаментов в сыпучей среде.—Труды координационного совещания по гидротехнике «Дисперсные среды в гидротехническом строительстве», вып. 77. Л., изд-во «Энергия», 1972.
32. Синтко Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. Л.—М., Госстройиздат, 1963.
33. Сорокин П. П., Кукушкина Н. В. Обеспечение устойчивости стенок траншей тиксотропным раствором.—Труды ВНИИГС, вып. 33. Л., Стройиздат, 1972.
34. Терцаги К. Теория механики грунтов. М., Госстройиздат, 1961.
35. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. М., Госстройиздат, 1958.
36. Феоктистова Н. В., Самбукова Л. Ю. Исследование цементно-глинисто-песчаных растворов для устройства стен в грунте.—Труды ВНИИГС, вып. 39. Л., Стройиздат, 1974.
37. Феоктистова Н. В. Исследование свойств глинистых растворов, применяемых при строительстве сооружений способом «стена в грунте».—Труды ВНИИГС, вып. 35. Л., Стройиздат, 1973.
38. Фотиева Н. Н., Лыткин В. А. К расчету анкерных плит глубокого заложения.—«Основания, фундаменты и механика грунтов», 1969, № 5.
39. Чеботарев Г. П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения. М., Стройиздат, 1968.
40. Шаров В. С. Глина как растворимая монолитная порода и связанность грунтов. В научно-техн. бюлл. НИИОСП «Основания, фундаменты и механика грунтов», № 21. М., Госстройиздат, 1958.
41. Шехтер О. Я. Вычисление перемещений и напряжений на границах четверти плоскости при действии сосредоточенных сил, нормальных и касательных к границе.—Сб. трудов НИИОСП, № 49. М., Госстройиздат, 1962.
42. Шик С. П. Технология строительства подземных сооружений способом «стена в грунте».—Труды ВНИИГС, вып. 33. Л., Стройиздат, 1972.
43. Шихнев Ф. М. О распределении давления сыпучих тел по высоте подпорных стенок.—Труды ОНИИМФ. Одесса, Изд. ОНИИМФ, 1952.

44. Шихнев Ф. М. Кинематическая теория давления грунтов на причальные сооружения и другие типы жестких и гибких ограждений.—Автореф. на соиск. ученой степени д-ра техн. наук. Л., Изд. ОНИИМФ, 1965.
45. Юдкович Л. И. Расчет анкерных плит и опор.—«Гидротехническое строительство», 1966, № 7.
46. Ярошеня И. Ф., Ахрап С. К. Водонепроницаемые диафрагмы из пластичного бетона в гидротехнических сооружениях.—В кн.: Гидроэнергетика, т. 1. М., «Энергия», 1973.
47. Инженерные сооружения. [Справ.]. Т. 1. М., Машстройиздат, 1950.
48. Инструкция по проектированию опускных колодцев. НСИ 125—66.
М., изд. ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1966.
49. Расчет общей устойчивости транспортных гидротехнических сооружений.—Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 40. Л., «Энергия», 1967.
50. Рекомендации по возведению заглубленных сооружений и конструкций методом «стена в грунте». Киев, 1973. [НИИСП Госстроя УССР].
51. Рекомендации по проектированию заглубленных сооружений, возводимых методом «стена в грунте». Киев, 1973. [НИИСК Госстроя УССР].
52. Рекомендации по технологии строительства подземных сооружений способом «стена в грунте» с применением гидромеханизированного траншеекопателя ВНИИГС. М., изд. ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1972.
53. Рекомендации по технологии устройства подземных сооружений методом «стена в грунте». М., изд. НИИОСП, 1973.
54. Руководство по проектированию свайных фундаментов М., Стройиздат, 1971. [НИИОСП].
55. Строительство колодца с бетонированием в глубоких траншеях под глинистым раствором.—«Монтажные и специальные работы в строительстве», 1966, № 7. (Авт.: А. И. Певзнер, Н. Я. Цукерман, Э. Г. Годес, Л. Л. Либин).
56. Строительство методом «стена в грунте» сооружения из монолитного железобетона.—«Промышленное строительство и инженерные сооружения», 1974, № 3. (Авт.: И. Авербах, А. Филахтов, М. Янкулин, Б. Гладкий).
57. Строительство подземных сооружений способом «стена в грунте».—«Монтажные и специальные работы в строительстве», 1973, № 2. (Авт.: А. И. Певзнер, Е. М. Перлей, В. В. Длоугий, С. П. Шик, А. М. Рукавцов).
58. Строительство подземных помещений способом «стена в грунте».—«Монтажные и специальные работы в строительстве», 1968, № 7. (Авт.: А. И. Певзнер, П. П. Сорокин, С. П. Шик, Э. Г. Годес).
59. Траншейные стенки в грунте. Киев, «Наукова думка», 1973. (Авт.: Н. Н. Круглицкий, С. И. Мильтовский, В. Ф. Скворцов, В. М. Шейнблюм).
60. Труды VIII Международного конгресса по механике грунтов. М., Стройиздат, 1973.
61. France E. Zur Frage der Standsicherheit von Bentonit-Schlitzwände.—«Bautechnik», 1963, N 40.
62. Gautes G. and Bowil C. Correlation of Certain Properties of Oil Well Drilling Fluids with Particle Size Distribution. USBM, R., I 3645, 1942.
63. Hansen I. B. Earth Pressure Calculation. The Danish Technical Press, Copenhagen, 1953.
64. Jaeger Th. Bauplanung.—“Bautechnik”, 1955. N 7.
65. Kezdi A. Erddrucktheorien. Berlin, 1962.
66. Piaskowski A., Kowalewski Z. Application of thixotropic Clay Suspensions for Stability of Vertical Sides of Deep Trenches without Strutting. Proc. of the VI Internat. Conf. on Soil. Mech. and Foundat. Engineering. Montreal, 1965.
67. Piaskowski A. Použité thixotropních suspenzi při hloubení rýh pro stavební účely.—“Inženýrske stavby”, 1965, N 12.
68. Rowe P. W. Anchored Shocked-Pile Walls.—Proc. Inst. of Civil Eng., 1952, N 1.
69. Schneebeli G. Les Parois mouslées le sol.—Techniques de réalisation. Méthodes de calcul. Paris, 1971.

70. Stroyer I. P. Earth Flexible Walls. Inst. of Civil Eng., 1952, N 1.
71. Veder C. Excavation of Trenches in Presence of Bentonite Suspensions, Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice. London, Butterworths, 1963.
72. Veder C. Die Bedeutung natürlicher electrischer Felder für Elektroosmose und Elektrophorese im Grumblau.—"Der Bau-ingenieur", 1963, N 38. H. 10, 378.
73. Construction Methods and Equipment. N. Y., 1967.
74. Construction Methods and Equipment. N. Y., 1970.
75. Crane "Poclane".—"French Engineering Industries", Paris, N 393.
76. "Engineering News-Record", 1970, N 2.
77. "The Consulting Engineer", 1970, May.
78. "Travaux", 1971, N 1, 8—11, 430.
79. "Travaux", 1973.
80. "Travaux", 1974, N 476.
81. "Travaux", 1975.

	Стр.
<i>Предисловие</i>	3
Г л а в а I. Основные типы сооружений, возводимых способом «стена в грунте». Конструктивные решения ограждающих стенок	6
§ 1. Сущность способа «стена в грунте» и технические характеристики подземных сооружений, устраиваемых этим способом	6
§ 2. Устойчивость стенок траиншет, заполненных глинистым раствором	8
§ 3. Свойства глинистых растворов и требования, предъявляемые к ним	15
§ 4. Типы подземных сооружений, возводимых способом «стена в грунте»	32
§ 5. Конструктивные решения стен в грунте	43
Г л а в а II. Расчет несущих стен на прочность	57
§ 1. Основные положения расчета	57
§ 2. Расчет прямолинейных стенок	63
§ 3. Расчет цилиндрических стенок	69
Г л а в а III. Машины и механизмы для устройства стен в грунте	77
§ 1. Траиншекопатели отечественного производства	78
§ 2. Траиншекопатели зарубежного производства	93
§ 3. Комплекс оборудования для приготовления и очистки глинистых растворов	101
Г л а в а IV. Технология устройства стен в грунте	118
§ 1. Устройство стен в грунте из монолитного железобетона	118
§ 2. Устройство стен в грунте из сборных железобетонных элементов .	130
§ 3. Контроль качества работ	132
§ 4. Техника безопасности	133
Г л а в а V. Анкерные крепления, применяемые в строительстве подземных сооружений	134
§ 1. Конструкция анкеров и технология их устройства	136
§ 2. Расчет несущей способности анкерных креплений	144
§ 3. Оборудование для устройства анкеров	147
Г л а в а VI. Особенности производства работ при строительстве многоэтажных подземных сооружений	152
§ 1. Производство работ по технологии «сверху — вниз»	152
§ 2. Опыт возведения подземных сооружений по технологии «сверху — вниз»	156
Г л а в а VII. Отечественный опыт строительства подземных сооружений способом «стена в грунте»	164
Г л а в а VIII. Технико-экономическая эффективность применения способа «стена в грунте» в подземном строительстве	171
<i>Приложения</i>	178
<i>Список литературы</i>	196